# Republic of Ecuador








CPE INEN 005-9-1 (1992) (Spanish): Código Ecuatoriano de la construcción C.E.C. Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1 000 habitantes

BLANK PAGE






# INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN

Quito - Ecuador

**CÓDIGO DE PRACTICA ECUATORIANO** **CPE INEN 5 Parte 9-1:1992**

# CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. C.E.C.

# NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES

**Primera Edición**

ECUADORIAN BUILDING CODE. PLUMBING DESIGN: DESIGN OF RUNNING WATER SUPPLY SYSTEMS, EXCRETA AND LIQUID RESIDUES FOR POPULATION OVER 1000 INHABITANTS.

First Edition

DESCRIPTORES: Protección ambiental y sanitaria, calidad del agua, agua potable, aguas servidas, abastecimiento agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en área rural.
CO: 01.09-603
CDU: 628.1
CIIU: 4200-5000
ICS: 13.060.20-13.060.30





| Código de Práctica Ecuatoriano | CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. C.E.C. NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES | CPE INEN 5 Parte 9.1:1992 |
|---|---|---|



## 1. INTRODUCCIÓN

**1.1** Las normas que se presentan a continuación tienen como propósito conseguir que los diseños de sistemas de abastecimiento de agua potable y de eliminación de aguas residuales se realicen dentro de un marco técnico adecuado para la realidad ecuatoriana. Para ello, se han escogido sistemas y procesos que utilicen un mínimo de equipos importados y que no empleen tecnología inadecuada que, en una gran cantidad de casos, ha resultado en costosos fracasos.

**1.2** Estas normas representan una actualización de los criterios de diseño utilizados tradicionalmente en el Ecuador y se espera que futuras revisiones permitan adaptarlas aun más a la realidad de nuestro país.

## 2. OBJETO Y ALCANCE

**2.1** El objetivo fundamental de estas normas es proporcionar al Ingeniero Civil relacionado con la Ingeniería Sanitaria un conjunto de criterios básicos de diseño para el desarrollo de proyectos de abastecimiento de agua potable y de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales en el Ecuador. En muchos casos y de acuerdo a lo indicado en cada uno de ellos, estos criterios son simples recomendaciones. En otros, sin embargo, se pide su cumplimiento para garantizar que un sistema funciones de acuerdo a lo diseñado.

**2.2** El alcance de estas normas es a nivel nacional. Todas las Instituciones Públicas o Privadas, Concejos Municipales, Consejos Provinciales, Empresas o Juntas de Agua Potable y Alcantarillado y otras Instituciones que tengan a su cargo, o que contratan el diseño o la fiscalización de diseños de sistemas de agua potable, alcantarillado, potabilización de aguas y depuración de aguas residuales, deberán utilizar obligatoriamente las normas presentadas en este código. En caso contrario, esos proyectos no podrán ser aprobados por la Subsecretaría de Agua Potable y Saneamiento Básico ni por las Instituciones que otorgan préstamos para la construcción de obras sanitarias, tanto a nivel nacional como a nivel internacional.

**2.3** El presente documento es parte del código ecuatoriano de la construcción y es aplicable para poblaciones con más de mil habitantes.

## PRIMERA PARTE

## ETAPAS DE UN PROYECTO

### 1. OBJETO

**1.1** Estas normas establecen los criterios básicos sobre las etapas que deben cumplirse en un proyecto, así como describir los componentes de cada una de ellas.

### 2. ALCANCE

**2.1** Estas normas se aplican a los diseños de sistemas de agua potable, alcantarillado, potabilización de aguas y depuración de aguas residuales.

*(Continúa)*

DESCRIPTORES: Protección ambiental y sanitaria, calidad del agua, agua potable, aguas servidas, abastecimiento agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en área rural.

## 3. DEFINICIONES

**3.1 Estudio de pre factibilidad.** Conjunto de datos y estudios preliminares necesarios para el planteamiento y comparación de alternativas técnicamente viables para la provisión de agua potable y alcantarillado.

**3.2 Estudio de factibilidad.** Análisis realizado para confirmar las decisiones tomadas en un estudio de pre factibilidad y establecer que la alternativa seleccionada puede ejecutarse, tanto desde el punto de vista técnico como del financiero.

**3.3 Proyecto definitivo.** Conjunto de trabajos que incluye diseños, presupuestos, memoria técnica, lista de materiales y especificaciones técnicas, documentos de licitación y programación de trabajos para la ejecución de una obra y para permitir su operación y mantenimiento.

**3.4 Prediseño.** Dimensionamiento preliminar de los componentes de un sistema.

**3.5 Datos preliminares.** Información recogida con carácter provisional para la ejecución de estudios de pre factibilidad.

**3.6 Alternativas.** Diversas posibilidades técnicas para realizar un proyecto de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

## 4. DISPOSICIONES GENERALES

**4.1 Generalidades:**

**4.1.1** La ejecución de un proyecto de agua potable o de eliminación de aguas residuales para una localidad o zona a servirse, se realizará siguiendo un procedimiento previamente establecido por la SAPYSB.

**4.1.2** En general se considerarán las siguientes etapas en la ejecución de un proyecto:

a) Pre factibilidad.
b) Factibilidad.
c) Proyecto definitivo.

Sin embargo, en determinadas circunstancias y una vez evaluado el estudio de pre factibilidad, la SAPYSB podría excluir el estudio de factibilidad y pasar directamente al estudio definitivo.

**4.1.3** El estudio de pre factibilidad se hará con la suficiente aproximación técnica y económica para determinar los costos de ejecución, operación y mantenimiento de cada alternativa, a base de los cuales se puede seleccionar la alternativa más conveniente.

**4.1.4** El estudio de factibilidad deberá confirmar las decisiones tomadas en el estudio de pre factibilidad, complementándose con un análisis más profundo de los factores técnicos, económicos, financieros, institucionales, jurídicos, sociales y otros factores relevantes, para definir y formular la alternativa más conveniente de un proyecto de agua potable o alcantarillado.

**4.1.5** El proyecto definitivo incluirá todos los detalles de las diferentes partes de la obra para permitir su construcción y operación. Estos detalles constarán en la memoria técnica descriptiva, memoria de cálculo, manual de operación y mantenimiento, planos constructivos, especificaciones de construcción, documentos de licitación.

*(Continúa)*

## 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

**5.1 Estudios de pre factibilidad:**

**5.1.1** La preparación del estudio de pre factibilidad generalmente incluye los trabajos que se describen a continuación. Sin embargo, y, dependiendo de la magnitud del proyecto, la SAPYSB determinará si se realizan todas o sólo una parte de las actividades descritas.

**5.1.2 Recopilación de datos generales:**

**5.1.2.1** Descripción resumida de aspectos históricos, sociales, culturales, políticos y administrativos de la localidad o zona en estudio; centros educacionales, hospitalarios, industriales, etc.

**5.1.2.2** Descripción de la geografía, topografía, características y comportamiento del suelo, clima y posible actividad sísmica de la zona. Recolección de datos hidrológicos y pluviométricos existentes.

**5.1.2.3** Descripción de medios de comunicación existentes y presentación, en un plano, de la región con ubicación de las poblaciones vecinas, accidentes geográficos importantes y vías de comunicación. Recolección de datos sobre empresas de transporte de pasajeros y carga; tarifas vigentes.

**5.1.2.4** Descripción de aspectos urbanísticos, características locales que puedan interesar para el abastecimiento de agua o evacuación de los desagües, zonas de desarrollo, áreas comerciales e industriales, vías de tránsito y tipos de pavimentos y veredas. Recopilación de planes de obras públicas nacionales, provinciales o municipales que puedan interesar al proyecto; planos topográficos, cartas y levantamientos aerofotogramétricos existentes.

**5.1.2.5** Se recopilará la siguiente información concerniente a facilidades y recursos relacionados con la obra:

a) Mano de obra disponible en la localidad y en zonas aledañas.

b) Salarios de capataces, obreros especializados y peones.

c) Materiales de construcción disponibles: arena, ripio, piedra, cemento, hierro, cal, ladrillos, etc.

d) Facilidades para trabajos eléctricos y mecánicos, fundiciones, herrerías, carpinterías, etc.

e) Posibilidad de arriendo o préstamo de equipo mecánico por parte de otras instituciones oficiales.

f) Energía eléctrica: potencia instalada y grado de seguridad del servicio. Voltaje, frecuencia y fases, ubicación de las subestaciones, transformadores y de las líneas de distribución.

g) Servicio contra incendio: Existencia de equipo y su tipo. Frecuencia con que se presentan los incendios. Zonas que requieren protección especial.

**5.1.2.6** Descripción de los problemas sanitarios relacionados con la falta de agua potable y/o alcantarillado; tasa de mortalidad por enfermedades de origen hídrico.

**5.1.2.7** Descripción de la situación económica y financiera actual y planes de desarrollo existentes o en estudio; recursos disponibles, presupuesto de rentas y gastos municipales, tarifas, recaudación y otros datos con los que puede evaluarse la capacidad económica para el financiamiento de las obras a realizarse; salario medio, salario mínimo, valor de la producción local per capita.

**5.1.2.8** Recopilación de datos de población actual y población flotante. Análisis de las zonas de diferente concentración demográfica y de expansión de la localidad.

*(Continúa)*

**5.1.2.9** Recopilación de datos de posibles fuentes de abastecimiento y de sitios de descarga; toma de muestras, aforos, presencia de contaminación en los cuerpos de agua; uso actual y posibilidad de otros usos benéficos futuros; antecedentes geotécnicos e hidrológicos existentes de las fuentes y cuerpos receptores.

**5.1.3 Recopilación de datos de los sistemas existentes:**

**5.1.3.1** Descripción de los sistemas existentes de agua potable y alcantarillado, de sus condiciones de funcionamiento y de los problemas del servicio actual que deberán ser resueltos por el sistema a proyectar; fuentes de abastecimiento de agua y sitios de descarga actuales; dimensiones, características y estados de los diferentes elementos que componen los sistemas; áreas servidas por los sistemas.

**5.1.3.2** Número de conexiones domiciliarias de agua potable y alcantarillado existentes e incremento anual del número de ellas. Medidores, número, su estado y mantenimiento. Estadísticas disponibles de consumo. Costos actuales, directos o indirectos, del servicio y sus recaudaciones.

**5.1.3.3** Administración. Personal disponible: Profesional, técnico, administrativo y obrero. Condiciones generales de la operación y mantenimiento de los sistemas.

**5.1.4 Ejecución de estudios de pre factibilidad:**

**5.1.4.1** Bases de diseño. Incluyen los siguientes parámetros:

a) Áreas a servir
b) Período de diseño
c) Estudio de la población
d) Población de diseño
e) Dotación de agua potable o caudal unitario de producción de aguas servidas

**5.1.4.2** Estudios específicos para sistemas de agua potable. Se realizarán las siguientes actividades:

a) Estimación de la cantidad de agua a consumirse. Esto requiere de una estimación de la dotación inicial; de los factores que afectan al consumo de agua tales como costumbres, educación, usos públicos, industriales y comerciales; del agua consumida para riego de prados, jardines, huertos, parques de recreación y áreas ver des, etc. También debe establecerse el incremento anual y probable consumo futuro.

b) Selección de fuentes de abastecimiento. Esto incluye: determinar su ubicación; determinar las características físico-químicas, biológicas y microbiológicas del agua (ver norma INEN 1108); establecer la presencia de contaminación actual y peligros de contaminación futura; medir la cantidad de agua disponible en condiciones desfavorables; establecer el uso actual del agua y la posibilidad de otros usos previstos o futuros. En caso de aguas subterráneas, se adjuntarán todos los antecedentes geotécnicos e hidrogeológicos de captaciones existentes de la zona.

c) Determinación de las necesidades de tratamiento, haciendo una selección de los procesos, un prediseño de las unidades necesarias y un prediseño de la planta en conjunto.

d) Realización de un prediseño del sistema de distribución, incluyendo las conducciones, el bombeo, tanques de almacenamiento y una división de las áreas de ser vicio de la comunidad o zona de estudio.

e) Planteamiento de alternativas viables y prediseño de las partes constitutivas de tales alternativas. Cálculos necesarios para su predimensionamiento. Esquemas y breve descripción de las partes secundarias.

*(Continúa)*

**5.1.4.3** Estudios específicos para sistemas de eliminación de aguas residuales. Se realizarán las siguientes actividades:

a) Recolección de datos existentes sobre el curso receptor: características físico-químicas y microbiológicas; datos hidrológicos y/o aforos; pruebas de laboratorio y estudios necesarios de campo para determinar la calidad y cantidad de agua.

b) Determinación del tipo de sistema a proyectarse. Planteamiento de alternativas.

c) Evaluación preliminar del impacto de la descarga y determinación del grado de tratamiento necesario.

d) Red de alcantarillado: Prediseño de colectores principales; prediseño de estaciones y sistemas de bombeo.

e) Planteamiento de alternativas de tratamiento; prediseño de las partes constitutivas de tales alternativas y cálculos necesarios para su predimensionamiento; esquemas y breve descripción de éstas.

**5.1.4.4 Estimación de los costos de los estudios**. Se realizará la estimación de los costos de los estudios de factibilidad y de los diseños definitivos, con valores aproximados y necesidades de personal y equipos y tiempo de ejecución.

**5.1.4.5 Estimación de los costos de construcción**. Se hará una estimación de los costos de construcción de las diferentes partes del sistema en cada una de las alternativas estudiadas, con valores aproximados, formulados en sucres y dólares estadounidenses. Para detalles como estructuras, instalaciones electromecánicas, cimentaciones, equipos, detalles arquitectónicos, accesorios, etc., se darán valores globales.

**5.1.4.6 Comparación de costos**. Se realizará una comparación del valor presente o de los costos anuales equivalentes para cada alternativa, en función de la proyección de la demanda.

Estos costos incluirán:

a) Costos de operación y mantenimiento.
b) Costos iniciales de obra civil y de equipos.
c) Otros costos, tales como: gastos generales, depreciación, intereses, imprevistos y varios.

**5.1.4.7 Conclusiones y Recomendaciones**:

Una vez realizada la comparación de costos (ver 5.1.4.6) se hará una recomendación sobre cuales son las alternativas más convenientes, sobre las que se requiere hacer un análisis más profundo en los estudios de factibilidad.

**5.1.4.8 Memoria Técnica**. Se presentará una memoria descriptiva, conforme a lo descrito en la segunda parte, numeral 5.1.

**5.2 Estudios de factibilidad.**

**5.2.1** Los estudios de factibilidad generalmente incluyen los trabajos que se describen a continuación. Sin embargo, y dependiendo de la magnitud del proyecto la SAPYSB determinará si se realizan todas o solo una parte de las actividades descritas.

**5.2.2 Trabajos de campo:**

**5.2.2.1** Levantamiento topográfico preliminar a estadía, telémetro. etc.; ubicación y nivelación de accidentes topográficos importantes de la localidad o zonas a servir.

*(Continúa)*

**5.2.2.2** Estudios de suelos en lugares donde se emplazarán estructuras importantes. Datos sobre agresividad de los suelos. Localización del nivel freático. Estudio de permeabilidad, donde así se requiera.

**5.2.2.3** Trabajos de campo específicos para sistemas de agua potable. Se realizarán las siguientes actividades:

a) Selección de las fuentes de abastecimiento: plano de ubicación; aforos en varias épocas del año; cotas de máxima creciente y de estiaje referidas a las de la localidad o zona a servir; toma de varias muestras de agua en distintas épocas del año para análisis físico-químicos y microbiológicos completos. Perfiles estratigráficos, características, rendimiento y otros datos sobre pozos existentes. Datos y características generales de captaciones existentes.

b) Línea de conducción. Levantamiento y estudio de la línea existente. Trazado y nivelación a estadía de nuevas líneas. Análisis de la línea existente; determinación de caudal, diámetro, estado actual interno y externo, longitudes, cotas, presiones; cruces de ríos, carreteras, vías, etc.

c) Tanques de almacenamiento y regulación: Plano de ubicación acotado con respecto a la localidad o zona a servir. Toma de datos de los tanques existentes: dimensiones, características, estado actual, cotas de fondo y de nivel máximo de agua. Datos de instalaciones anexas: tuberías, válvulas, etc.

d) Estaciones de bombeo: plano de ubicación acotado con respecto a la localidad o zona a servir. Toma de datos de instalaciones existentes: número y características de bombas, dimensiones y cotas de los tanques de succión y de la casa de bombas, detalles de tuberías accesorios y válvulas. Descripción y características del sistema electromotriz.

e) Planta de tratamiento: plano de ubicación acotado con respecto a la localidad o zona a servir. Toma de datos de instalaciones existentes: procesos, número de unidades, dimensiones, cotas. Características de funcionamiento de todas las unidades, incluyendo su estado físico , necesidad de reparaciones o reemplazo y eficiencia de tratamiento. Análisis de la hidráulica del sistema: gradiente de energía, períodos de retención, cargas, pruebas de trazadores, etc.

f) Red de distribución: toma de datos de la red existente, características, estado actual interno y externo de las tuberías y accesorios, presiones, etc.

g) Conexiones domiciliarias: número, diámetros, estado actual, existencia de medidores, materiales empleados.

**5.2.2.4** Trabajos de campo específicos para sistemas de eliminación de aguas residuales. Se realizarán las siguientes actividades:

a) Estudio del cuerpo receptor; plano de ubicación, aforos, cotas de máxima creciente y de estiaje referidas a las de la localidad o zona a servir.

Recolección de datos existentes sobre la hidrología y calidad del sistema receptor. Toma de muestras y temperatura para análisis físico-químico-biológico.

Características del cauce; usos benéficos de las aguas; establecimiento de la calidad a mantenerse en el cuerpo receptor. Datos y características generales de las obras de descarga existentes.

b) Emisario y descarga: localización topográfica de la línea existente y del posible trazado. Toma de datos de la línea existente, diámetros, longitudes, cotas, cruces de ríos, carreteras, vías, etc.; pozos de revisión. Localización, características y detalles de la descarga.

*(Continúa)*

c) Estaciones de bombeo: plano de ubicación acotado con respecto a la localidad o zona a servir. Toma de datos de instalaciones existentes; número y características de bombeo, dimensiones y cotas de los tanques de succión y de la casa de bombas, detalle de tuberías, accesorios y válvulas. Descripción y características del sistema electromotriz.

d) Depuración: plano de ubicación acotado con respecto a la localidad o zona a servir. Toma de datos de instalaciones existentes: procesos, número de unidades, dimensiones, cotas. Características de funcionamiento y eficiencia de cada unidad.

e) Red de alcantarillado: toma de datos de la red existente: características, estado actual, tipo de sistema, ubicación y profundidades de pozos de revisión, sumideros y otras obras complementarias.

**5.2.3 Factibilidad técnica**

**5.2.3.1** Cálculo de libretas de topografía y nivelación. Evaluación de los resultados de los análisis de laboratorio.

**5.2.3.2** Establecimiento de las siguientes bases de diseño para sistemas de agua potable:

a) Área servida actual y futura
b) Período de diseño del sistema
c) Etapas de ejecución
d) Análisis demográfico: población actual y futura
e) Demanda de agua actual y futura por habitante de los siguientes usos: doméstico, comercial, industrial, público, pérdidas y desperdicios.
f) Variaciones de la demanda: día máximo y hora máxima
g) Demanda contra incendios.

**5.2.3.3** Establecimiento de las siguientes bases de diseño para sistemas de eliminación de aguas residuales:

a) Población actual y número de viviendas, establecimientos comerciales, establecimientos industriales, instituciones públicas y privadas, otras instituciones y servicios.

b) Población actual servida y número de conexiones domiciliarias, identificando las conexiones domésticas, comerciales, industriales, institucionales y otras. Indicar el porcentaje de la población actual servida con alcantarillado, el porcentaje que cuenta con sistema público de agua potable y el porcentaje con sistema privado de agua potable. Proveer información similar desglosada por tipo de conexiones.

c) Volumen promedio diario de aguas servidas que recoge el sistema actual: total y desglosado por tipo de conexiones (doméstico, comercial, etc.). Volumen de aguas de infiltración y aguas ilícitas. Caudal promedio diario por habitante.

d) Variaciones observadas de los caudales actuales respecto al promedio diario: máximo diario; máximo mantenido en dos o más días consecutivos; máximo horario, mínimo diario, mínimo horario.

e) Capacidad del sistema actual: cobertura, grado de utilización de la capacidad instalada, eficiencia, deficiencias.

f) Estructuras tarifarias que se han aplicado en la actualidad.

*(Continúa)*

g) Datos básicos de diseño: período, etapas de ejecución, población futura, zonificación, población a servir (doméstica, comercial, industrial, institucional, etc.),indicar el porcentaje de la población futura a servir con alcantarillado que contará con abastecimiento público de agua potable y el porcentaje que contará con abastecimiento privado. Proveer información similar desglosada por tipo de conexiones.

h) Caudal medio diario al final de cada etapa de diseño desglosado por tipo de conexiones (doméstico, comercial, industrial, institucional, etc.).

i) Caudales de infiltración y de aguas ilícitas para cada etapa de diseño.

j) Caudal promedio diario total por habitante servido, por etapa de diseño.

k) Variaciones del caudal adoptadas para el diseño: máximo mantenido en uno o más días; máximo horario, mínimo diario, mínimo horario.

**5.2.3.4** Diseños preliminares de las partes constitutivas del sistema de abastecimiento de agua o de eliminación de aguas residuales y cálculos necesarios para su dimensionamiento. Las partes secundarias del anteproyecto se presentarán en diseño esquemático y mediante una breve descripción. Los prediseños realizados en el estudio de pre factibilidad se mejorarán de acuerdo a la mayor precisión introducida en los trabajos de campo. En el caso de descargas de efluentes tratados, se refinará el estudio preliminar de impacto ambiental presentado en la pre factibilidad.

**5.2.3.5** Planos: dibujo de láminas de planimetría y perfiles; cortes de las diferentes partes constitutivas de los sistemas.

**5.2.4 Factibilidad económica:**

**5.2.4.1** Presupuesto de las diferentes partes del sistema en cada una de las alternativas estudiadas, con valores aproximados. Para detalles no presentados en el estudio de pre factibilidad, tales como estructuras, instalaciones electromecánicas, cimentaciones, equipos, detalles arquitectónicos, accesorios, etc., se darán valores globales utilizando costos actualizados a la fecha de la realización de los estudios.

**5.2.4.2** Estimación de costos de operación y mantenimiento para cada alternativa. Cálculo de los costos anuales equivalentes o valor presente para cada alternativa.

**5.2.4.3** Resumen de presupuestos de las diferentes alternativas estudiadas; selección y justificación de la alternativa más conveniente.

**5.2.4.4** Factibilidad económica de la alternativa seleccionada. Se preparará un mayor detalle de los costos anuales y otros aspectos, incluyendo lo siguiente:

a) Costos de operación y mantenimiento: materiales, fundamentalmente las sustancias químicas para el tratamiento (coagulantes, cal, cloro, etc.). Combustibles y lubricantes, energía eléctrica, mano de obra, que comprenda desde el personal superior hasta la mano de obra no calificada. Deberá tenerse muy en cuenta los convenios laborales, la totalidad de las disposiciones legales y vigentes que tengan incidencia en el costo y utilización de la mano de obra. Reparación y repuestos; los imprescindibles para mantener las instalaciones en condiciones óptimas de operación.

b) Otros costos: gastos generales (administrativos, de supervisión central, seguros, impuestos, arriendos, promociones, etc.). Imprevistos y varios. Depreciación. Inflación e intereses (amortización de las instalaciones).

*(Continúa)*

**5.2.4.5** Del estudio de las características de la localidad, el proyectista deberá formular estimaciones de ingresos para la alternativa escogida y efectuar una previsión del incremento de dichos ingresos en función del tiempo, relacionándolo con los gastos de operación, mantenimiento, producción y amortización de los costos iniciales. Los ingresos provendrán del cobro de los servicios de agua potable con destino sanitario, con destino industrial, con destino comercial, con destino recreativo, etc., así como por servicios de alcantarillado.

**5.2.4.6** El proyectista deberá estudiar y proponer, indicando las ventajas e inconvenientes, un número satisfactorio de regímenes tarifarios, incluyendo el vigente a la fecha del estudio. El sistema tarifario escogido permitirá lo siguiente:

a) Que los ingresos cubran los costos de operación y mantenimiento.

b) Que los ingresos cubran los costos de producción.
c) Que los ingresos, además, produzcan un margen razonable de capitalización para obras de ampliación.

**5.2.4.7** Para el estudio de financiamiento, será tarea del proyectista presentar un plan de asignación de aportes, discriminando su origen, ya sea del Gobierno Nacional, Gobierno Provincial, Gobierno Municipal, usuarios, aportes provenientes de imposición inmobiliaria, etc.

**5.2.4.8** El proyectista deberá estimar el porcentaje probable de financiamiento externo, como así mismo del sector privado, ya sea por vía directa o por vía de imposiciones, específicamente destinadas a la obra.

**5.2.5 Memoria Técnica:**

**5.2.5.1** Se presentará una memoria descriptiva, con sus respectivos anexos, de acuerdo a lo estipulado en la segunda parte, numeral 5.2.

**5.3 Proyecto definitivo**

**5.3.1** En la elaboración del proyecto definitivo se incluirán todos los detalles de las diferentes parte de la obra que permitan su construcción, sin la elaboración de planos adicionales.

**5.3.2 Trabajos de Campo:**

**5.3.2.1** A base de los trabajos de campo realizados en los estudios de pre factibilidad y de factibilidad, y, de acuerdo al nivel de detalle alcanzado en dichos estudios, la SAPYSB establecerá los trabajos que se requieran para definir todos los detalles necesarios para elaborar un proyecto definitivo, a base de la alternativa seleccionada en el estudio de factibilidad. En todo caso, el proyectista tiene la obligación de obtener, mediante levantamientos topográficos o aerofotogramétricos detallados, toda la información necesaria para poder diseñar obras de toma, conducción, tratamiento, reserva, distribución, redes de alcantarillado, estaciones de bombeo, descargas de aguas residuales y de todos los otros componentes de un sistema de agua potable y de eliminación de aguas residuales.

**5.3.2.2** En caso de descargas de efluentes tratados, municipales o industriales, en cuerpos receptores, el proyectista tomará todos los datos hidrológicos y ecológicos que sean necesarios para establecer el impacto ambiental de tales descargas, de acuerdo al numeral 5.3 de la novena parte.

**5.3.3 Trabajos de Gabinete:**

**5.3.3.1** Se actualizarán las bases de diseño establecidas en el estudio de factibilidad.

**5.3.3.2** Cálculos hidráulico-sanitarios definitivos. Establecimiento del impacto ambiental de la descarga de efluentes pre tratados en los cursos de agua.

*(Continúa)*

**5.3.3.3** Diseños arquitectónicos completos.

**5.3.3.4** Cálculos estructurales completos.

**5.3.3.5** Diseño electromecánico completo.

**5.3.3.6** Programación de los trabajos de construcción y flujo de inversiones.

**5.3.3.7** Cantidad de obra de cada una de las etapas en que se divide el proyecto y lista de materiales y equipos para cada etapa.

**5.3.3.8** Presupuesto detallado de cada una de las etapas. Incluirá los siguientes aspectos:

a) Bases y criterios sobre los cuales se formularán los costos de cada categoría de inversión. Costos unitarios recientemente ejecutados que hayan servido de referencia.

b) Estudio detallado de cada categoría de inversión (o elementos que la integran) y desglose de ellas en: costos directos en dólares estadounidenses, costos indirectos en dólares estadounidenses y costos en moneda local.

c) Costos de tuberías y equipos para cada una de las partes del proyecto, incluyendo listas detalladas cantidades, unidades y costos unitarios y totales. Indicar si los costos son CIF, bodegas centrales o puestos en obra.

d) Identificación y cuantificación de bienes y servicios que se estima serán de origen extranjero o local.

e) Costos de construcción de obras y de instalación de equipos y materiales para cada una de las partes del proyecto, incluyendo cantidades, unidades y costos unitarios y totales.

f) Cuadro de resumen de costos del proyecto elaborado a base de las categorías y subcategorías de inversión y del desglose en costos componentes (costos directos e indirectos en dólares estadounidenses y costos en moneda local) con indicación de totales, subtotales y porcentajes respectivos de distribución.

g) Cálculo del escalamiento de costos para todos los bienes y servicios incluidos en el proyecto (costos directos de obras civiles, equipos, materiales, ingeniería, administración, etc.), con excepción de los costos de financiamiento del proyecto. Indicar los datos básicos utilizados y su justificación.

h) Imprevistos. Incluir una explicación detallada si estos imprevistos exceden el 15%.

**5.3.3.9** Especificaciones de Construcción.

**5.3.3.10** Especificaciones de materiales, equipos y herramientas.

**5.3.3.11** En casos pertinentes, documentos de licitación.

**5.3.3.12** Estudio financiero y tarifario del proyecto. Deberá incluir los siguientes detalles:

a) Financiamiento de cada categoría y subcategoría de inversión base de los recursos provenientes de un préstamo y de la contribución local. Desglosar el financiamiento a base de un préstamo en: costos externos directos, costos externos indirectos y costos locales. Desglosar el financiamiento local en costos externos y costos locales.

*(Continúa)*

b) Calendario de inversiones y desembolsos del préstamo para el período de ejecución del proyecto (generalmente 4 años), desglosando los montos anuales en divisas y en moneda local para cada año considerado.

c) Condiciones financieras tentativas propuestas para el préstamo solicitado incluyendo: plazo de amortización, período de gracia, interés durante el período de amortización, interés durante el período de gracia.

d) Financiamiento con fondos locales de las instalaciones intra domiciliarias.

e) Estudio tarifario que demuestre que mediante las tarifas se pueden capitalizar suficientes fondos para el financiamiento de las etapas futuras.

**5.3.4** La memoria técnica del proyecto definitivo se ajustará a lo especificado en el numeral 5.3 de la segunda parte.

*(Continúa)*

## APÉNDICE Z

### Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 108: 1984 Agua potable. Requisitos

### Z.2 BASES DE ESTUDIO

Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado urbanos y rurales. Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. Quito, 1975.

FONAPRE-BID. Preinversión y proyectos. Fondo Nacional de Preinversión del Ecuador, Banco Interamericano de Desarrollo. Convenio ATN/TF 1593-EC. Quito, 1981.

FONAPRE-BID. Compendio de términos de referencia y documentos afines, Tomo V. Programa FONAPRE-BID. Convenio ATN/TF 1593-EC. Documento No. 282-CATFNP-80, Quito, 1980.

## SEGUNDA PARTE

## PRESENTACIÓN DE TRABAJOS

### 1. OBJETO

**1.1** Estas normas establecen un conjunto de criterios básicos para la presentación de proyectos de abastecimiento de agua potable y alcantarillado y tratamiento de aguas residuales en el Ecuador, así como los componentes de la documentación respectiva.

### 2. ALCANCE

**2.1** Las presentes disposiciones son aplicables a los diseños de sistemas de agua potable, alcantarillado, potabilización de aguas y depuración de aguas residuales.

### 3. DEFINICIONES

**3.1** Memoria Técnica. Documento técnico que resume todos los datos de campo e informaciones preliminares, resultados de trabajos realizados, recomendaciones y conclusiones del estudio. Forman parte de la memoria los anexos, esquemas, planos y todos los demás documentos que sean necesarios para completar el proyecto.

**3.2** Memoria para ejecutivos. Documento que resume la memoria técnica, utilizando lenguaje y estilo comprensibles para personal administrativo que no tenga preparación técnica. Esta memoria debe contener una descripción general del estudio realizado, el costo del proyecto y las conclusiones generales y recomendaciones.

### 4. DISPOSICIONES GENERALES

**4.1** Para la presentación de las diferentes etapas de un proyecto se elaborará una memoria que contenga los datos realizados y las recomendaciones y conclusiones del estudio. Con la memoria se adjuntarán anexos, esquemas, cuadros, planos, etc. que el proyectista considere necesarios para ampliar o justificar lo expuesto en la memoria.

### 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

**5.1** La memoria del estudio de pre factibilidad, en general, comprende los siguientes aspectos:

a) Resumen de las características de la comunidad y recolección de datos existentes de los sistemas en servicio.

b) Bases de diseño.

c) Descripción de las alternativas viables y sus partes constitutivas.

d) Resultados de los prediseños.

*(Continúa)*

e) Presupuestos estimativos de construcción y costos de producción. Costos anuales equivalentes o valor presente total de cada alternativa.

f) Conclusiones y recomendaciones del estudio.

g) Esquemas, cuadros y cálculos efectuados.

h) Anexos (copias de los borradores de cálculo, en caso de ser requeridas).

i) Memoria para ejecutivos.

**5.2** La memoria del estudio de factibilidad comprenderá en general, los siguientes puntos:

a) Resumen de las características de la comunidad y de los sistemas existentes.
b) Planos detallados de los sistemas existentes.
c) Resultados de los diseños preliminares.
d) Descripción ampliada de las alternativas estudiadas y sus partes constitutivas.
e) Resumen del presupuesto de las diferentes partes del sistema en cada una de las alternativas. Comparación de los costos anuales equivalentes o del valor presente total de cada alternativa.
f) Justificación técnica de la alternativa seleccionada.
g) Recomendaciones y conclusiones.
h) Presentación de la factibilidad económica financiera para recuperación del capital de la alternativa seleccionada.
i) Planos: cortes y plantas de las diferentes partes constitutivas de los sistemas considerados.
j) Anexos (copias de los borradores de cálculo, en caso de ser requeridos; libretas de campo; estudio de suelos, etc.)
k) Memoria para ejecutivos.

**5.3** La memoria del proyecto definitivo se estructurará de la siguiente manera:

**5.3.1** Resumen de las características de la comunidad y de los sistemas existentes y número de conexiones.

**5.3.2** Planos detallados de los sistemas existentes.

**5.3.3** Antecedentes del Proyecto.

**5.3.4** Descripción del proyecto.

**5.3.5** Resumen general del proyecto, incluyendo conclusiones y recomendaciones.

**5.3.5.1** Datos generales. Incluirá los siguientes puntos:

a) Período de diseño.
b) Población total actual.
c) Población total futura estimada.
d) Población flotante.
e) Área a servir con el proyecto.
f) Dotación actual.
g) Dotación futura.

**5.3.5.2** Agua Potable. Incluirá lo siguiente:

a) Coeficiente de día de máximo consumo.
b) Coeficiente de hora de máximo consumo.
c) Características de la fuente (captación).
d) Calidad físico-químico-microbiológica del agua cruda, incluyendo un análisis completo.

*(Continúa)*

e) Caudal máximo, mínimo y seguro de la fuente.
f) Sistema de conducción (gravedad o por bombeo).
g) Tipo de unidades de tratamiento; equipos y substancias químicas.
h) Caudal de proyecto de la planta.
i) Volumen del depósito de agua filtrada para consumo interno y de la planta.
j) Caudal de incendio por hidrante.
k) Número de hidrantes simultáneos.
l) Duración del incendio en horas.
m) Volumen de regulación.
n) Volumen de agua para incendios.
o) Volumen de emergencia.
p) Volumen total.
q) Presiones dinámicas máxima y mínima en la red.
r) Presiones estáticas en la red.
s) Longitud de las tuberías en la red, clasificadas por diámetros.
t) Número y tipo de conexiones domiciliarias, clasificadas por diámetros.
u) Capacidad de las estaciones de bombeo y curva (s) de sistema (s).
v) Tiempo de bombeo diario.

**5.3.5.3** Eliminación de aguas residuales. Incluirá lo siguiente:

a) Coeficiente de mayoración.
b) Curvas intensidad-frecuencia-duración de lluvias.
c) Curvas de variación intensidad-área.
d) Tiempo de concentración inicial.
e) Coeficientes de escurrimiento.
f) Velocidad máxima.
g) Velocidad mínima.
h) Longitudes de tuberías y colectores de la red y emisarios, clasificándolos por diámetro y sección.
i) Número y tipo de conexiones domiciliarias, clasificadas por diámetros.
j) Caudal de aguas residuales.
k) Caudal total a evacuarse (máximo, medio y mínimo).
l) Tipo, unidades de tratamiento, equipos y substancias químicas.
m) Caudal máximo, mínimo y seguro del cuerpo receptor.
n) Caudal de las estaciones de bombeo y curva (s) de sistema (s).
o) Régimen de elevación.
p) Tiempo de bombeo diario.

**5.3.6** Listas de materiales, equipos y volúmenes de obra.

**5.3.7** Presupuesto de construcción.

**5.3.8** Estudio financiero y tarifario.

**5.3.9** Especificaciones técnicas de materiales, equipos y herramientas.

**5.3.10** Especificaciones técnicas de construcción.

**5.3.11** Manual de operación y mantenimiento.

**5.3.12** Planos detallados de construcción.

**5.3.13** Documentos de licitación (en caso de ser aplicable).

**5.3.14** Anexos (copias de los borradores de cálculo, en caso de ser requeridos; cálculos estructurales; estudios de suelos, etc.).

*(Continúa)*

**5.3.15** Memoria para ejecutivos.

**5.4** Las memorias se entregarán en papel bond blanco tamaño INEN A4. Los esquemas, cuadros, prediseños, etc, necesarios en la memoria, se presentarán en hojas del mismo tamaño o INEN A3.

**5.5** Los planos que complementan los estudios de factibilidad y proyecto definitivo se entregarán en papel diapositiva tamaño INEN A1 ó A2.

**5.6** El orden de presentación de los planos será:

a) Planos generales: carátula, índice de planos, esquema general del proyecto.
b) Planos topográficos.
c) Planos hidráulicos-sanitarios.
d) Planos arquitectónicos
e) Planos estructurales.
f) Planos eléctricos.
g) Planos de montaje.
h) Otros planos.

**5.6.1** En los planos de detalle, todas las piezas especiales y accesorios se numerarán dentro de un círculo, incluyendo la lista respectiva en la parte superior derecha de la lámina.

**5.6.2** Todo plano revisado que requiera una corrección mantendrá el mismo número de la lámina original, añadiéndose una letra con la cual se identificará; además, la enmienda señalada.

**5.7 Escalas a utilizarse en los dibujos**

**5.7.1** Para mapas topográficos y planos de zonas grandes, 1:100 000; 1:50 000; 1:25 000 y 1:12 500.

**5.7.2** Para planos de zonas urbanas, 1:50 000; 1:25 000; 1:12 500; 1:10 000; y 1:5 000.

**5.7.3** Para planos y proyectos en escala grande, 1:2 500; 1:2 000; 1:1 000; y 1: 500. En el caso de perfiles, la escala vertical será 10 veces mayor que la escala horizontal.

**5.7.4** Para bocetos y planos preliminares; 1:500; 1:200; y 1:100.

**5.7.5** Para planos de edificios y estructuras, 1:200; 1:100; y 1:50.

**5.7.6** Para dibujos en escala grande y detalles, 1:20 y 1:10.

**5.7.7** Para detalles ampliados, 1:10; 1:5; 1:2; 1:1.

**5.8** Todas las leyendas que se anoten en los planos estarán en idioma castellano y las dimensiones, expresadas en unidades, múltiplos y submúltiplos, del sistema internacional (SI), de acuerdo a las NTE INEN 1 y 2.

**5.9** El tamaño de las tarjetas deberá ceñirse a lo establecido por el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN).

*(Continúa)*

# APÉNDICE Z

## Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1: 1990 Sistema internacional de unidades
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2: 1984 Símbolos de magnitudes y constantes físicas.

## Z.2 BASES DE ESTUDIO

Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado urbanos y rurales. Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. Quito, 1975.

# TERCERA PARTE

# TRABAJOS TOPOGRÁFICOS

## 1. OBJETO

**1.1** Estas disposiciones establecen un conjunto de recomendaciones y consideraciones necesarias para que el levantamiento topográfico provea toda la información necesaria durante la ejecución del diseño de un sistema de agua potable o de eliminación de aguas residuales.

## 2. ALCANCE

**2.1** El alcance de estas disposiciones cubre exclusivamente sistemas de agua potable, alcantarillado, potabilización de aguas y depuración de aguas residuales.

## 3. DEFINICIONES

**3.1** Poligonal. Línea o conjunto de líneas rectas que sirven de base para un levantamiento topográfico. La poligonal puede ser cerrada o abierta.

**3.2** Levantamiento planimétrico. Levantamiento topográfico realizado a base de mediciones hechas con cinta, para distancias horizontales y, teodolito para los ángulos horizontales.

**3.3** Levantamiento taquimétrico o a estadía. Levantamiento topográfico realizado con un taquímetro para la medición de distancias, ángulos horizontales y ángulos verticales.

**3.4** Levantamiento aerofotogramétrico. Levantamiento realizado mediante fotografías aéreas y su respectiva restitución en un plano.

**3.5** Referencias topográficas. Puntos fijos del terreno que permitan formar un triángulo con un punto de una poligonal, de modo que este último pueda ser reubicado en caso de haber sido removido del terreno.

**3.6** Nivelación geométrica. Nivelación realizada por medio de un nivel de precisión.

**3.7** Nivelación trigonométrica. Nivelación realizada por medio de un teodolito, a base de medir ángulos verticales y distancias inclinadas.

## 4. DISPOSICIONES GENERALES

**4.1** Para sistemas de agua potable y de eliminación de aguas residuales se realizarán los levantamientos topográficos o aerofotogramétricos de la población y de las zonas en que puedan localizarse las diferentes obras, tales como: captación, conducción, tratamiento, redes, emisarios, almacenamiento, etc., utilizándose poligonales principales y secundarias enlazadas entre sí.

**4.2 Datos básicos de referencia**

**4.2.1 Orientación:**

*(Continúa)*

**4.2.1.1** El levantamiento topográfico será referido a los hitos del Instituto Geográfico Militar (IGM). En caso no existan tales hitos, se efectuarán observaciones solares.

**4.2.2 Altitud:**

**4.2.2.1** El levantamiento altimétrico deberá ser referido a los hitos del IGM. A falta de esa información, se podrá aceptar una altitud aproximada de la localidad, referente a un punto fijo bien identificado.

## 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

**5.1 Levantamientos aerofotogramétricos**

**5.1.1** Cuando la SAPYSB lo considere conveniente se podrá utilizar un levantamiento aerofotogramétrico de la zona de interés para el proyecto, a la escala que sea conveniente y con curvas de nivel a intervalos adecuados. Dependiendo del tipo de proyecto, por ejemplo, para sistemas de eliminación de aguas residuales, la información presentada en el levantamiento aerofotogramétrico deberá suplementarse con una nivelación de las esquinas o de los puntos de interés.

**5.2 Levantamientos planimétricos**

**5.2.1 Poligonales:**

**5.2.1.1** Se determinarán polígonos que circunscriban parcial o totalmente el área urbana presente y futura, enlazando los polígonos principales y/o secundarios.

**5.2.1.2** Se emplearán polígonos abiertos, generalmente, para levantamientos de líneas de conducción, líneas de emisarios y de descargas. Estos polígonos, en todo caso, estarán enlazados a los polígonos cerrados que se emplearán en levantamientos de zonas de captación, plantas de tratamiento, población, estaciones de bombeo, etc.

**5.2.1.3** Se efectuarán levantamientos taquimétricos cuando sean expresamente autorizados por la SAPYSB para detalles secundarios y para sistemas rurales.

**5.2.1.4** La repartición del área urbana por medio de las poligonales debe establecerse en forma tal que el área de la población quede dividida en cuadriláteros de 500 m de lado aproximadamente.

**5.2.2 Planos de la población:**

**5.2.2.1** Antes de realizar el levantamiento topográfico se debe efectuar un reconocimiento del terreno y una investigación completa de los planos existentes.

**5.2.2.2** Se tendrá en cuenta la localización exacta de todas las calles y carreteras, quebradas, zanjas, cursos de agua, elevaciones, depresiones, parques públicos, campos de deporte y todos aquellos accidentes naturales o artificiales que guarden relación con el problema por resolver o que influyan en los diseños. Además, se incluirán las zonas de desarrollo futuro.

**5.2.2.3** Los datos topográficos referentes a sifones, viaductos, túneles, etc., deben referirse a las respectivas poligonales localizadas en el terreno.

**5.2.3 Sistemas existentes:**

**5.2.3.1** Se realizará la localización de instalaciones existentes de agua potable y alcantarillado y se tomará información respecto a posibles instalaciones subterráneas de otros servicios tales como luz, teléfono, etc. Para el caso de instalaciones existentes de agua potable, el trabajo contemplará unidades de tratamiento, longitudes y diámetros de tuberías, válvulas, hidrantes, etc.

*(Continúa)*

**5.2.3.2** Para el caso de instalaciones de alcantarillado se incluirán los pozos de revisión refiriéndose a las cuatro esquinas o a puntos de fácil reconocimiento y se medirá en el terreno la longitud y el diámetro de las tuberías que los unen. Este trabajo se completará con la medición de profundidades de los pozos y de las tuberías y colectores referidas a la cota del levantamiento del terreno.

**5.2.4 Tipo de calzada:**

**5.2.4.1** Debe indicarse claramente la clase y el estado de las calzadas de cada una de las calles de la ciudad y de las vías que interesen para el proyecto.

**5.2.5 Zona para la conducción y el emisario:**

**5.2.5.1** Con anterioridad al levantamiento de la conducción o del emisario deben investigarse exhaustivamente los planos existentes y efectuar un reconocimiento en el terreno de todas las posibles soluciones.

**5.2.5.2** Con excepción de sistemas en los que la SAPYSB autorice lo contrario y de proyectos para sistemas de comunidades con menos de 1 000 habitantes, la franja topográfica se levantará a estadía a cada lado del polígono de la conducción o del emisario.

**5.2.5.3** Para pendiente transversal del terreno menor del 5%, se levantará una zona de 30 m a cada lado de la línea.

**5.2.5.4** Para pendiente transversal del terreno comprendida entre el 5% y el 15%, la zona de levantamiento será de 25 m a cada lado de la línea.

**5.2.5.5** Para pendiente transversal del terreno comprendida entre el 15% y el 25%, la zona de levantamiento será de 20 m a cada lado de la línea.

**5.2.5.6** Para pendiente transversal del terreno comprendida entre el 25% y el 40%, la zona de levantamiento será de 15 m a cada lado de la línea.

**5.2.5.7** Para pendiente transversal del terreno mayor del 40%, la zona de levantamiento será de 10 m a cada lado de la línea.

**5.2.5.8** En el sitio escogido para la descarga se hará un levantamiento que comprenda como mínimo un tramo de 50 m al final del emisario y de 50 m aguas arriba y abajo del cuerpo receptor. Igualmente se obtendrá información sobre los niveles del agua para diferentes épocas del año.

**5.2.6 Zonas para diferentes obras de los sistemas:**

**5.2.6.1** Para una fuente de abastecimiento superficial se levantará, además, la sección transversal de la fuente indicando los niveles del agua para diferentes épocas del año. En casos de cursos de agua se obtendrán perfiles longitudinales y transversales aguas arriba y aguas abajo del sitio para la captación.

**5.2.6.2** Para la planta de tratamiento, estación de bombeo, tanque de almacenamiento, se hará el levantamiento de una zona cuya extensión esté de acuerdo con la magnitud de la obra. Dicho levantamiento podrá ser realizado con perfiles transversales, a estadía o según indicación de la SAPYSB.

**5.2.7 Mojones:**

**5.2.7.1** Antes de hacer los levantamientos, se colocarán como referencias, mojones de hormigón que tengan su leyenda correspondiente para fácil identificación.

*(Continúa)*

**5.2.7.2** Los mojones, a su vez, deben estar cuidadosamente referenciados a obras estables que se encuentren a su alrededor, de acuerdo al numeral 5.2.7.7 de estas normas.

**5.2.7.3** En levantamientos fuera del perímetro urbano se colocarán en estaciones consecutivas como mínimo tres mojones para ubicación de obras importantes: captaciones, desarenadores, tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento, etc.

**5.2.7.4** En los levantamientos dentro del área urbana debe colocarse como mínimo un mojón para cada 5 ha pero en ningún caso el número de mojones será menor que tres, de los cuales dos de ellos serán consecutivos.

**5.2.7.5** Los mojones penetrarán en el suelo una profundidad adecuada para garantizar su estabilidad, no pudiendo ser menor de 0,2 m.

**5.2.7.6** En general, los mojones tendrán la forma de una pirámide truncada de 0,3 m de alto, 0,2 m de lado en la base inferior y 0,1 m de lado en la base superior, sobre la cual se inscribirá una leyenda que contenga lo siguiente: siglas SAPYSB, mes y año del trabajo, identificación propia del mojón.

**5.2.7.7** Todos los mojones de un polígono cerrado o abierto deben relacionarse a puntos fijos del terreno, de modo que, utilizando dos de estos puntos, el mojón forme un triángulo fácilmente reconstruible. Estos puntos de referencia deben pintarse de color amarillo; deben contener información descriptiva de su distancia respecto al mojón y el número o nombre del mojón referenciado.

**5.3 Nivelación**

**5.3.1 Nivelación geométrica:**

**5.3.1.1** La nivelación geométrica deberá estar de acuerdo con los siguientes criterios:

a) En general, las poligonales para conducción de agua se nivelarán cada 20 m. También se tomarán niveles en cada punto donde se observe un cambio de pendiente o donde hayan accidentes importantes del terreno. Para casos particulares, la SAPYSB podrá modificar este requerimiento y establecerá las distancias mínimas de nivelación.

b) La nivelación de los ejes de las calles se hará cada 20 m tomando cotas en los cruces de éstas.

c) Se tomarán niveles de estructuras existentes y puntos especialmente importantes para el proyecto.

d) Los mojones serán referenciados de acuerdo al numeral 5.2.7.7. Los puntos de referencia también serán nivelados.

**5.3.2 Nivelación trigonométrica:**

**5.3.2.1** La nivelación trigonométrica se realizará en los siguientes casos:

a) En poligonales abiertas de líneas de conducción de sistemas rurales, con cambios cada 50 m.

b) En poligonales de poblaciones rurales, a menos que la SAPYSB expresamente autorice lo contrario.

c) En trabajos que la SAPYSB lo determine.

**5.3.3 Mojones de nivelación:**

**5.3.3.1** Las marcas o mojones de nivelación se colocarán con anterioridad a los trabajos de nivelación y en tal forma que se asegure su conservación. En todo caso, se seguirán las indicaciones al respecto, dadas en el numeral 5.2.7.

*(Continúa)*

**5.4 Detalles topográficos:**

**5.4.1** A base de las cotas determinadas mediante nivelación geométrica o trigonométrica, se tomarán los detalles topográficos de tal manera que se puedan obtener curvas de nivel que describan exactamente la altimetría del terreno en los sitios donde se construirán las obras.

**5.4.2** La equidistancia o intervalo máximo entre curvas de nivel será como consta en la tabla 1.

**TABLA 1. Intervalos entre curvas de nivel**

| Pendiente media del terreno, % | Equidistancia o intervalo m |
|---|---|
| Menor del 2 | 0.5 |
| Del 2 al 5 | 1 |
| Del 5 al 10 | 2 |
| Del 10 al 20 | 2.5 |
| Mayor del 20 | 5 |

**5.5 Mediciones lineales y angulares**

**5.5.1 Mediciones lineales:**

**5.5.1.1** Con excepción de los levantamientos taquimétricos, todos los lados de las poligonales se medirán con cinta de acero. Los vértices del polígono se señalarán en el terreno con estacas de madera o mojones. En terreno normal se usarán estacas de 20 cm de largo.

**5.5.2 Mediciones angulares:**

**5.5.2.1** Los ángulos horizontales y verticales deben medirse con un taquímetro bien corregido que permita lecturas de un minuto, como mínimo.

**5.5.2.2** El ángulo horizontal se medirá tomando como origen la estación anterior y en el sentido dextrorso (horario).

**5.6 Libretas y cálculos:**

**5.6.1 Libretas de campo**

**5.6.1.1** Se presentará el original de las libretas de todos los trabajos de campo, de acuerdo con los modelos de la SAPYSB. Dichas libretas deben contener a más de los datos de campo, la siguiente información:

a) Nombre y firma del responsable del levantamiento y del ayudante.
b) Fecha del levantamiento.
c) Equipo utilizado: clase y número de taquímetro, nivel, cinta, etc.
d) Croquis y esbozos plani-altimétricos claros.

**5.6.2 Cálculos**

**5.6.2.1** Estos deben presentarse en forma clara, sin enmiendas, incluyendo todos los elementos necesarios, llenando completamente las columnas de los formularios.

*(Continúa)*

**5.6.2.2** El cálculo de coordenadas se presentará en formularios debidamente aprobados por la fiscalización.

**5.7 Límites de tolerancia**

**5.7.1 Cierre Lineal:**

**5.7.1.1** El error máximo admisible en el cierre lineal de las poligonales levantadas de acuerdo al numeral 5.5.1. será del 1 por 1 000 para levantamientos a estadía y 1 por 3 000, para levantamientos de precisión.

**5.7.2 Cierre angular:**

**5.7.2.1** El error máximo admisible en el cierre angular de las poligonales será el siguiente:

a) Para levantamientos a estadía, $E = 1,5\ N$
b) Para levantamientos de precisión, $E = N$

En donde:

E = error en minutos
N = número de vértices

**5.7.3 Cierre altimétrico:**

**5.7.3.1** El error máximo admisible en el cierre altimétrico, E, expresado en milímetros, será:

a) Para nivelación entre dos puntos, de ida y regreso, siguiendo el mismo o diferente camino,

$E = \pm 10\ K^{1/2}$

en la que K es el número de kilómetros recorridos de ida y regreso.

b) Para nivelación entre dos puntos de cotas conocidas, obtenidas por nivelaciones anteriores, se puede admitir un error E, expresado en milímetros.

$E = \pm 20\ K^{1/2}$

donde K es la distancia en kilómetros entre los dos puntos.

c) Para nivelación entre dos puntos, por doble punto de cambio, con distancias medias de 100 m, se puede admitir un error E, expresado en milímetros,

$E = \pm 15\ K^{1/2}$

donde K es el doble de la distancia recorrida, en km.

d) Para nivelaciones trigonométricas se puede admitir un error E, expresado en milímetros,

$E = \pm 30\ K^{1/2}$

donde K es la distancia nivelada en kilómetros.

*(Continúa)*

# APÉNDICE Z

## Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta parte no requiere de otras normas para su aplicación.

## Z.2 BASES DE ESTUDIO

Normas de diseño para sistemas de agua potable y eliminación de residuos líquidos. Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. Quito, 1986.

# CUARTA PARTE

# CALIDAD DEL AGUA

## 1. OBJETO

**1.1** Estas disposiciones establecen un conjunto de criterios y normas de calidad del agua para consumo humano, de modo que se garantice que el consumidor no ingiera sustancias tóxicas o nocivas para la salud ni microorganismos patógenos, para así preservar la salud pública.

## 2. ALCANCE

**2.1** Estas normas son aplicables a sistemas públicos y privados de agua potable, tanto en el área urbana como rural, a los recursos de aguas superficiales y subterráneas consideradas como fuentes potenciales de abastecimiento de agua.

## 3. DEFINICIONES

**3.1 Agua potable.** Es el agua destinada para el consumo humano, debe estar exenta de organismos capaces de provocar enfermedades y de elementos o substancias que puedan producir efectos fisiológicos perjudiciales, y debe cumplir con los requisitos de estas normas.

**3.2 Actividad**. Número de transformaciones nucleares que tienen lugar en una cantidad de material en un intervalo determinado de tiempo.

**3.3 Actividad específica.** Actividad total por unidad de masa y volumen.

**3.4 Actividad total de partículas ALFA.** Radiactividad total debido a la emisión de partículas alfa, deducido de medidas sobre una muestra seca.

**3.5 Actividad total de partículas BETA**. Radiactividad total debido a emisión de partículas beta deducido de medidas sobre una muestra seca.

**3.6 Agua cruda.** Es el agua que se encuentra en la naturaleza y que no ha recibido ningún tratamiento para modificar sus características físicas, químicas, radiológicas, biológicas o micro-biológicas.

Para efectos de estas normas el agua proveniente de sistemas de alcantarillado o cualquier otro sistema que altere sus propiedades físicas, químicas, radiológicas, biológicas y microbiológicas y que requiera tratamientos especiales para hacerla potable, no se considera como agua cruda. La contaminación encontrada en el agua cruda debe ser de origen natural causada por fenómenos propios de la cuenca o acuífero.

**3.7 Becquerel (Bq)**. Unidad de actividad que equivale a una desintegración por segundo.

**3.8 Consumidor**. Es el usuario de un sistema de agua potable para cubrir usos domésticos, comerciales, industriales, incendios y otros.

**3.9 Contaminación.** Presencia de materia orgánica, radiactiva o biológica en el agua la cual tiende a degradar su calidad de tal manera que se constituye en un peligro o una amenaza para el uso del agua.

*(Continúa)*

**3.10 Contaminante.** Cualquier elemento o sustancia física, química, biológica o radiológica presente en el agua en cantidad que se encuentren sobre los límites permisibles.

**3.11 Contaminación radiactiva.** Presencia de radionúclidos en el agua en concentraciones que la hagan no apropiada para el consumo humano.

**3.12 Grupo coliforme**

**3.12.1** El grupo coliforme incluye todos los bacilos gram negativos aerobios o anaerobios facultativos no esporulados que pueden desarrollarse en presencia de sales biliares y otros agentes tenso activos con similares propiedades de inhibición del crecimiento, no tiene citocromooxidaza y fermenta la lactosa con producción de ácido, gas y aldehído a 35 °C a 37 °C en un período de 24 h a 48 h.

**3.12.2** El coliforme fecal (Escherichia Coli) es un subgrupo de la población total coliforme y tiene una correlación directa con la contaminación fecal producida por animales de sangre caliente. La principal característica bioquímica usada para su identificación es la habilidad de fermentar la lactosa con producción de gas, a 44,5°C o de crecer en otros medios selectivos de 44°C a 44,5°C.

**3.13 Inspección sanitaria.** La inspección sanitaria consiste en el examen y evaluación sobre el terreno, efectuado por una persona calificada, que abarque todas las condiciones, dispositivos y métodos relacionados con el sistema de abastecimiento de agua que representan, o podrían representar, un peligro para la salud y el bienestar de los consumidores.

**3.14 Límite máximo tolerable.** Concentración o cantidad deseable de un componente presente en el agua, garantizando que ésta será agradable a los sentidos y no causará un riesgo a la salud del consumidor.

**3.15 Límite máximo permisible.** Concentración o cantidad máxima de un componente presente en el agua, garantizando, que ésta será agradable a los sentidos y no causará un riesgo a la salud del consumidor.

**3.16 Sistema de abastecimiento de Agua Potable.** Sistema para el abastecimiento de agua para consumo público. El sistema incluye las obras y trabajos auxiliares construidos para la captación, conducción, tratamiento, almacenamiento y distribución del agua desde las fuentes de abastecimiento hasta la conexión domiciliaria.

## 4. MÉTODOS ANALÍTICOS RECOMENDABLES

**4.1** Los métodos analíticos recomendados para determinar los requerimientos de estas normas, deben ser aquellos especificados en Los Métodos Estándar para el Análisis de Agua de la AWWA o las NTE INEN respectivas.

## 5. NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA

**5.1 Requisitos de calidad.**

En las consideraciones que siguen se distingue entre normas que debe cumplir el agua de una fuente que se esté examinando y la que debe entregarse al consumo de la población.

**5.2 Calidad del agua cruda** (**fuente**)

*(Continúa)*

**5.2.1 Calidad física**

El valor máximo de color se fija en 300 unidades de color, una cifra menor señala una calidad aceptable para el tratamiento, si se sobrepasa dicha cifra puede ser necesario un tratamiento especial para que el agua satisfaga las normas de agua potable.

No se fija límite para la turbiedad pues este problema y su tratamiento se decidirán especialmente en cada caso.

**5.2.2 Calidad química**

Los compuestos químicos presentes en el agua se dividen en cuatro grupos; expresados en las siguientes tablas:

**TABLA 1. Compuestos que afectan la potabilidad**

| SUSTANCIAS | CONCENTRACIÓN MÁXIMA ACEPTABLE, mg/l |
|---|---|
| Sólidos totales | 1500 |
| Hierro | 50 |
| Manganeso | 5 |
| Cobre | 1,5 |
| Zinc | 1,5 |
| Magnesio + sulfato de sodio | 1000 |
| Sulfato de alquilbencilo | 0,5 |

**TABLA 2. Compuestos peligrosos para la salud**

| SUSTANCIAS | CONCENTRACIÓN MÁXIMA ACEPTABLE, mg/l |
|---|---|
| Nitratos | 4,5 |
| Fluoruros | 1,5 |

**NOTA.** Compuestos tóxicos cuya presencia en concentraciones sobre el máximo establecido, pueden ser base suficiente para el rechazo de la fuente, por inapropiada para el consumo público.

*(Continúa)*

**TABLA 3. Compuestos tóxicos indeseables**

| SUSTANCIAS | CONCENTRACIÓN MÁXIMA ACEPTABLE, mg/l |
|---|---|
| Compuestos fenólicos | 0,002 |
| Arsénico | 0,05 |
| Cadmio | 0,01 |
| Cromo exavalente | 0,05 |
| Cianuros | 0,2 |
| Plomo | 0,05 |
| Selenio | 0,01 |
| Radionúclidos (actividad Beta total) | 1 Bq/l |

**TABLA 4. Compuestos químicos indicadores de contaminación**

| SUSTANCIAS | CONCENTRACIÓN MÁXIMA ACEPTABLE, mg/l |
|---|---|
| Demanda bioquímica de oxígeno | 6 |
| Demanda química de oxígeno | 10 |
| Nitrógeno total (excluido $NO^{3-}$) | 1 |
| Amoníaco | 0,5 |
| Extracto de columna carbón Cloroformo (*) | 0,5 |
| Grasas y aceites | 0,01 |
| Contaminantes orgánicos | 1 |

(*) Cualquier cantidad superior a 0,2 mg/l indicará la necesidad de determinaciones analíticas más precisas sobre la fuente y el origen.

**5.2.3 Calidad bacteriológica**

**TABLA 5. Calidad bacteriológica**

| CLASIFICACIÓN | NMP/100 ml DE BACTERIAS COLIFORMES (*) |
|---|---|
| a) Exige solo tratamiento de desinfección | 0 – 50 |
| b) Exige métodos convencionales de tratamiento | 50 – 5 000 |
| c) Contaminación intensa que obliga a tratamientos más activos | 5 000 – 50 000 |
| d) Contaminación muy intensa que hace inaceptable el agua a menos que se recurra a tratamientos especiales. Estas fuentes se utilizarán solo en casos extremos | más de 50 000 |

(*) Cuando se observe que más del 40% de las bacterias coliformes representadas por el índice NMP pertenecen al grupo coliforme fecal, habrá que incluir la fuente de agua en la categoría próxima superior respecto al tratamiento necesario.

*(Continúa)*

**5.2.4 Calidad biológica**

La fuente de agua no debe contener organismos patógenos tales como:

Protozoarios: Entoameba histolítica, Giardia, Balantidium coli.

Helmintos: Ascaris lumbricoide, Trichuris trichuria, Strongloides stercoralis, Ancylostoma duodenale, Dracunculus medinensis, Shistosoma mansoni.

**5.2.5 Calidad radiológica**

Se establecen los mismos límites que se juzgan aceptables para el caso del agua potable.

**5.3 Normas de calidad física, química, radiológica y bacteriológica del agua potable.**

**5.3.1** Las normas de calidad física, química, bacteriológica y radiológica del agua potable establecidas, rigen para todo el territorio nacional.

**5.3.2** Los parámetros (características) físicos para el agua potable son: Color, turbiedad, olor, sabor y temperatura.

**5.3.3** Los parámetros (características) químicos para el agua potable son: Ph, Sólidos disueltos totales, Dureza, Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio, Aluminio, Sulfatos, Cloruros, Nitratos, Nitritos, Amoníaco, Sílice, Arsénico, Bario, Cadmio, Cianuros, Cromo, Flúor, Mercurio, Cobre, Níquel, Plomo, Selenio, Plata, Zinc, compuestos orgánicos como plaguicidas, herbicidas y otros.

**5.3.4** Los parámetros (características) radiológicos para agua potable son: radiactividad global y radiactividad beta global.

**5.3.5** Los parámetros (características) bacteriológicos para agua potable son: Coliformes totales y coliformes fecales.

**5.3.6** Las normas de calidad de componentes inorgánicos del agua potable que influyen sobre la salud son las siguientes:

**TABLA 6. Componentes inorgánicos del agua potable**

| COMPONENTE | LIMITE RECOMENDABLE mg/l | LIMITE PERMISIBLE mg/l |
|---|---|---|
| **Arsénico** | ---------- | 0,05 |
| Bario | ---------- | 1 |
| Cadmio | ---------- | 0,005 |
| Cianuro | ---------- | 0,1 |
| Cromo | ---------- | 0,05 |
| Dureza ($CaCO_3$) | 150 | 500 |
| Fluoruros | ver tabla IV. 7 | |
| Mercurio | ---------- | 0,001 |
| Níquel | ---------- | 0,05 |
| N-Nitratos | ---------- | 10 |
| N-Nitritos | ---------- | 0,1 |
| Plata | ---------- | 0,05 |
| Plomo | ---------- | 0,05 |
| Selenio | ---------- | 0,01 |
| Sodio | 20 | 115 |

*(Continúa)*

**TABLA 7. Límites recomendables para fluoruros**

| PROMEDIO ANUAL TEMPERATURA DEL AGUA EN °C | LIMITE DESEABLE $F^-$,mg/l | MÁXIMO PERMISIBLE $F^-$, mg/l |
|---|---|---|
| 10 – 12 | 1,27 – 1,17 | 1,7 |
| 12,1 – 14,6 | 1,17 – 1,06 | 1,5 |
| 14,7 – 17,6 | 1,06 – 0,96 | 1,3 |
| 17,7 – 21,4 | 0,96 – 0,86 | 1,2 |
| 21,5 – 26,2 | 0,86 – 0,76 | 0,8 |
| 26,3 – 32,6 | 0,76 – 0,65 | 0,8 |

**5.3.7** Las normas de calidad de componentes orgánicos del agua potable que afectan a la salud son las siguientes:

**TABLA IV.8 Componentes orgánicos del agua potable**

| COMPONENTE | LIMITE RECOMENDABLE μg/l | LIMITE PERMISIBLE μg/l |
|---|---|---|
| Aldrín | -------- | 0,03 |
| Dieldrín | -------- | 0,03 |
| Clordano | -------- | 0,03 |
| DDT | -------- | 1 |
| Endrín | -------- | 0,2 |
| Heptacloroepóxido | -------- | 0,1 |
| Lindano | -------- | 3 |
| Metoxicloro | -------- | 30 |
| Toxafeno | -------- | 5 |
| Clorofenoxy 2,4,D | -------- | 100 |
| 2,4,5 – TP | -------- | 10 |
| 2,4,5 – T | -------- | 2 |
| Carbaril | -------- | 100 |
| Diazinón | -------- | 10 |
| Metil parathión | -------- | 7 |
| Parathión | -------- | 35 |
| Trihalometanos | -------- | 30 |

La suma total de plaguicidas en agua potable no podrá ser mayor a 0,1 mg/l.

**5.3.8** Las normas de calidad organoléptica del agua potable son las siguientes:

*(Continúa)*

**TABLA 9. Calidad organoléptica**

| COMPONENTE O CARACTERÍSTICA | UNIDAD | LIMITE RECOMENDABLE | LIMITE PERMISIBLE |
|---|---|---|---|
| Acido sulfhídrico ($H_2S$) | mg/l | 0 | 0,05 |
| Aluminio (Al) | mg/l | 0,2 | 0,3 |
| Cloruros ($Cl^-$) | mg/l | ---- | 250 |
| Clorofenoles | mg/l | ---- | 0,002 |
| Cobre (Cu) | mg/l | ---- | 1 |
| Color | UCV Pt-Co | 5 | 15 |
| Detergentes expresados Como SAAM | mg/l | ---- | 0,50 |
| Dureza como $CaCO_3$ | mg/l | 150 | 500 |
| Hierro (Fe) | mg/l | 0,3 | 0,5 |
| Manganeso (Mn) | mg/l | 0,05 | 0,1 |
| Oxígeno disuelto | mg/l | 6 | 80% saturación |
| pH | U | 7 – 8,5 | 6,5 – 8,5 |
| Sabor y olor | | no objetable | no objetable |
| Sulfatos $SO_4^{2-}$) | mg/l | 250 | 400 |
| Temperatura | °C | ---- | No exceda de 5 °C de la temperatura ambiental media de la región |
| Total de sólidos en Disolución | mg/l | 250 | 1000 |
| Turbiedad | UNT | 1 | 10 |
| Zinc | mg/l | 1,5 | 5 |

**5.3.9** Las normas de calidad radiológica del agua potable son las siguientes:

**TABLA 10. Calidad radiológica**

| COMPONENTE RADIACTIVO | LIMITE RECOMENDABLE Bq/l | LIMITE PERMISIBLE |
|---|---|---|
| Radiactividad $\alpha$ Global | -------- | 0,1 |
| Radiactividad $\beta$ Global | -------- | 1 |

**5.3.10** Las normas de calidad bacteriológica del agua potable son las siguientes:

**5.3.10.1** Cuando se emplea la técnica de filtros de membrana, el número de bacterias coliformes no debe exceder a los siguientes límites:

*(Continúa)*

a) Uno por 100 ml, como promedio aritmético de todas las muestras analizadas durante un mes.

b) Cuatro por 100 ml en más de una muestra cuando se analiza menos de 20 muestras por mes.

c) Cuatro por 100 ml en más de un 5% de las muestras por mes.

**5.3.10.2** Cuando se emplea la técnica de tubos múltiples de fermentación con porciones estándar de 10 ml la bacteria coliforme no debe estar presente en ninguna de las siguientes proporciones:

a) Más de 10% de las porciones en un mes.

b) Tres o más porciones en más de una muestra, cuando se examina menos de 20 muestras por mes.

c) Tres o más porciones en más del 5% de una muestra cuando se examina 20 o más muestras por mes.

**5.3.10.3** Cuando se emplea la técnica de tubos múltiples de fermentación con porciones estándar de 100 ml, la bacteria coliforme no debe estar presente en ninguna de las siguientes porciones:

a) Más del 60% de las porciones por mes.

b) Cinco porciones de más de una muestra cuando se examina menos de cinco muestras por mes.

c) Cinco porciones en más del 20% de las muestras cuando se examinan cinco o más muestras por mes.

**5.3.11 Cloro residual**

El valor admisible de cloro residual libre, en cualquier punto de la red de distribución del agua, deberá estar en lo posible de acuerdo a la siguiente tabla.

**TABLA 11. Mínimas concentraciones residuales de cloro requeridas para una desinfección eficaz del agua**

| pH DEL AGUA | CLORO LIBRE RESIDUAL, mg/l TIEMPO MÍNIMO DE CONTACTO, 10 minutos | CLORO RESIDUAL COMBINADO, mg/l TIEMPO MÍNIMO DE CONTACTO, 60 minutos |
|---|---|---|
| 6 – 7 | 0,3 | 1 |
| 7 – 8 | 0,3 | 1,5 |
| 8 – 9 | 0,4 | 1,8 |
| 9 – 10 | 0,8 | No se recomienda |
| más de 10 | 0,8 (con mayor período de contacto) | No se recomienda |

*(Continúa)*

# APÉNDICE Z

## Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 910: 1983 Determinación de color
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 971: 1984 Determinación de la turbiedad
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 972: 1984 Determinación del residuo seco total
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 973: 1984 Determinación del pH
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 975: 1984 Determinación de nitrógeno de nitratos
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 976: 1984 Determinación de cloruros
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 977: 1984 Determinación de cloro residual
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 979: 1984 Determinación de hierro
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 980: 1984 Determinación de arsénico
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 982: 1984 Determinación de cadmio
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 983: 1984 Determinación de cromo hexavalente
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 984: 1984 Determinación de cobre
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 985: 1984 Determinación de fluoruro
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 102: 1984 Determinación de plomo
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 103: 1984 Determinación de magnesio
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 104: 1984 Determinación de manganeso total
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 105: 1984 Muestreo para examen microbiológico
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 106: 1984 Determinación de oxígeno disuelto
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 107: 1984 Determinación de calcio
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 108: 1984 Agua potable. Requisitos
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 202: 1985 Determinación de demanda bioquímica de oxígeno
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 203: 1985 Determinación de la demanda química de oxígeno
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1 205: 1985 Determinación del número total de bacterias

## Z.2 BASES DE ESTUDIO

Norma Chilena. NCh 409: Agua Potable parte 1 requisitos: Instituto Nacional de Normalización de Chile; Santiago, 1984.

Norma Chilena. NCh 409: Agua Potable parte 2: muestreo; Instituto Nacional de Normalización de Chile, Santiago, 1984.

Ministerio de Salud de Colombia: Disposiciones Sanitarias sobre el Agua. Bogotá, 1984.

Amaral R.; Criterios para Interpretación de Análisis Físico - Químico del Agua; CETESB/GQAG 1984 Sao Paulo, 1984.

IEOS; Normas Tentativas para el Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y Sistemas de Alcantarillado Urbanos y Rurales, Quito, 1975.

Luttembarck B.; Controle do Qualidade da agua para Consumo Humano; CETESB, Sao Paulo, 1977.
IEOS; Normas de Diseño para sistemas de Agua Potable y Eliminación de Residuos Líquidos, Quito, 1986.

OPS/OMS; Guías para la Calidad del Agua Potable, Volumen 1; Washington, 1985.

OPS/OMS; Guías para la Calidad del Agua Potable, Volumen 2; Washington, 1987.

OPS/OMS; Guías para la Calidad del Agua Potable, Volumen 3; Washington, 1988.

**QUINTA PARTE**

**CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN PARA PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

## 1. OBJETO

**1.1** Las presentes normas establecen los procedimientos, criterios y normas para la realización de estudios y diseños de sistemas de abastecimiento de agua potable.

Estas normas pueden ayudar a los responsables administrativos de la SAPYSB y otras instituciones encargadas del suministro de agua para consumo humano, industrial y agroindustrial, en la toma de decisiones respecto a la selección y ejecución de proyectos de abastecimiento de agua.

Las presentes normas están orientadas a ingenieros sanitarios y otros profesionales encargados de la planificación, diseño y ejecución de proyectos de abastecimiento de agua potable.

Estas normas deben facilitar los procesos de supervisión y fiscalización de estudios, a fin de obtener la mayor uniformidad posible de estudios y diseños de sistemas de abastecimiento de agua potable.

## 2. ALCANCE

**2.1** Se deberá cumplir estas normas en el diseño de nuevos proyectos de abastecimiento de agua a centros poblados, complejos industriales y agroindustriales, así como también en el diseño de ampliaciones y modificaciones de sistemas existentes.

Las presentes normas son aplicables a los estudios y reconocimiento de los sitios destinados a la construcción de las obras de captación y conducción de aguas para consumo humano.

## 3. DEFINICIONES

**3.1 Período de diseño**. Lapso durante el cual una obra o estructura puede funcionar sin necesidad de ampliaciones.

**3.2 Vida útil**. Lapso después del cual una obra o estructura puede ser reemplazada por inservible.

**3.3 Población futura**. Número de habitantes que se tendrá al final del período o etapa de diseño.

**3.4 Dotación**. Caudal de agua potable consumido diariamente, en promedio, por cada habitante. Incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público.

**3.5 Captación**. Estructura que permite incorporar la cantidad necesaria de agua desde la fuente de abastecimiento hacia el sistema de agua potable.

**3.6 Toma**. Conjunto de dispositivos destinados a desviar el agua de la fuente hacia los elementos que constituyen la captación.

**3.7 Rejillas**. Son los dispositivos instalados en las captaciones destinados a impedir el ingreso de cuerpos flotantes y materiales gruesos de arrastre de fondo, hacia las subsiguientes partes del sistema.

*(Continúa)*

**3.8 Desripiador**. Dispositivo para atrapar sedimentos de arrastre de fondo.

**3.9 Desarenador**. Estructura hidráulica destinada a remover del agua las partículas acarreadas por ésta, con un diámetro mayor a determinado valor.

**3.10 Conducción a gravedad**. Estructura que permite el transporte del agua utilizando la energía hidráulica.

**3.11 Flujo a presión**. Se obtiene cuando la gradiente hidráulica está sobre la corona del tubo de conducción.

**3.12 Flujo a superficie libre**. Se obtiene cuando la gradiente hidráulica y la superficie del líquido dentro de un conducto coinciden.

**3.13 Conducción por bombeo**. Estructura con flujo a presión en la cual la energía necesaria para la circulación del agua es provista por una bomba.

**3.14 Vertiente**. Afloramiento de agua subterránea que aparece en la superficie por diferentes causas.

**3.15 Conducción**. Conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta los tanques de almacenamiento o la planta de tratamiento.

**3.16 Sifón**. Conducto a presión por gravedad, situado íntegramente arriba de la línea piezométrica.

**3.17 Sifón invertido**. Conducto a presión por gravedad, situado íntegramente bajo la línea piezométrica, y que presenta, en el sentido del flujo, un tramo descendente seguido de otro ascendente, sin ningún punto alto intermedio.

**3.18 Estudio geotécnico**. Se refiere a los estudios de los suelos y aguas subterráneas, en tanto estos intervengan en la estabilidad y el buen comportamiento de las construcciones provisionales o definitivas. Están destinados a proveer al Ingeniero los datos relativos al comportamiento de los suelos, necesarios para la concepción y construcción de las obras.

**3.19 Reconocimiento de los suelos**. Actividad que tiene por objeto la puesta en obra de los medios necesarios y suficientes, para la obtención del conocimiento de los diversos elementos y formaciones de que están constituidos los suelos de la zona del Proyecto.

**3.20 Perforación con muestreo continuo**. Es la que se realiza por rotación o por percusión, con la ayuda de un tubo denominado muestreador, provisto de una corona o de una punta cortante. Se emplea para atravesar distintos tipos de terrenos.

**3.21 Perforaciones semidestructivas**. Se denominan semidestructivas a las perforaciones que no permiten la recuperación de testigos inalterados, en el sentido de la mecánica de suelos; pero estas permiten extraer del suelo, en forma continua, ripios de perforación.

**3.22 Perforaciones destructivas**. Los sondeos destructivos son realizados en general por percusión, rotación o vibración, con una herramienta especial o taladro que disturba totalmente el material.

Para la identificación del material de la perforación, se inyecta agua, aire o lodo por un tubo delgado, que permite elevar los sedimentos a la superficie. Caso contrario los sedimentos pueden ser recuperados con la ayuda de una válvula.

**3.23 Ensayo de penetración estándar (SPT)**. Ensayo que permite determinar la resistencia a la penetración del suelo de un tubo muestreador partido, hincado a golpes en la perforación; se obtienen muestras alteradas del suelo. Este ensayo se realiza con material estandarizado y según procesos normalizados.

*(Continúa)*

**3.24 Sondeo a penetración estática**. Consiste en introducir en el suelo una punta cónica ubicada en el extremo del varillaje, a velocidad constante. Permite medir en forma continua o a intervalos determinados, la resistencia a la penetración del cono.

**3.25 Sondeo a penetración dinámica**. Consiste en introducir en el suelo, mediante golpes, una punta ubicada en el extremo del varillaje, y medir a intervalos regulares de penetración, la energía necesaria correspondiente.

**3.26 Sondeo presiométrico normal**. Se llama sondeo presiométrico normal al conjunto de las dos operaciones siguientes:

- La perforación que permita la colocación correcta de la sonda presiométrica normal.

- La realización del ensayo presiométrico propiamente dicho.

El ensayo presiométrico normal es un ensayo de carga estática in situ, que se ejecuta con la ayuda de una sonda que se expande radialmente. Permite obtener la relación esfuerzo - deformación del suelo, bajo la hipótesis de una deformación plana. Se determinan usualmente los siguientes parámetros:

- Módulo de deformación del suelo
- La presión de fluencia, y
- La presión límite.

**3.27 Ensayo de corte in situ (VELETA)**. Se utiliza en suelos finos-cohesivos y consiste en introducir en el suelo un molinete colocado en el extremo del varillaje, constituido por cuatro aspas ortogonales, para luego cizallar al suelo, por rotación del molinete.

**3.28 Ensayo de placa**. Determina el desplazamiento vertical medio de la superficie del suelo situado bajo una placa circular rígida, cargada.

**3.29 Ensayo Lugeón**. Está destinado al conocimiento de la conductividad hidráulica del terreno. Consiste en inyectar agua, bajo rangos de presiones y con tiempos determinados, y medir los caudales inyectados en el tramo no revestido de la perforación.

**3.30 Ensayo Lefranc**. Tiene el mismo objeto que el ensayo Lugeón. Consiste en modificar el nivel del agua en la perforación, y luego medir el caudal que se infiltra en el suelo, manteniendo el nivel constante o medir el abatimiento del nivel en el tiempo.

**3.31 Métodos geofísicos**. Son métodos de reconocimiento no destructivos que se realizan desde la superficie del terreno, con el objeto de medir los valores y variaciones de determinados parámetros; tales como resistividad eléctrica del suelo, intensidad de la fuerza de gravedad y aceleración de las ondas de compresión.

**3.32 Sondeo eléctrico**. Mide la resistividad eléctrica en el interior del suelo.

**3.33 Microgravimetría**. Mide, con una precisión del orden de $10^{-8}$ $ms^{-2}$, la diferencia de incrementos de gravedad de los puntos de una malla ubicada en la superficie del suelo.

**3.34 Sísmica de refracción**. Consiste en medir el tiempo de propagación longitudinal de la onda sísmica entre la fuente y los receptores ubicados sobre un eje, en el terreno.

**3.35 Ensayos dinámicos in situ**. Ensayos de sísmica de refracción efectuados en perforaciones especialmente dispuestas y equipadas, para permitir la medición de la velocidad de propagación de ondas de compresión y cizallamiento en cada una de las formaciones reconocidas de la masa del suelo estudiada.

*(Continúa)*

**3.36 Ensayos de identificación**. Ensayos destinados a describir e identificar los suelos, clasificarlos y apreciar su estado.

**3.37 Ensayos de resistencia mecánica**. Tienen por objeto determinar la resistencia al corte del suelo. Los ensayos más utilizados son:

- Corte directo
- Ensayo de compresión triaxial
- Ensayo de compresión simple

**3.37.1 Ensayos de corte directo (cizallamiento rectilíneo).** La muestra de suelo es colocado en una caja compuesta de dos partes móviles que pueden desplazarse horizontalmente, la una con respecto a la otra, según una dirección determinada.

Un pistón permite ejercer sobre la muestra un esfuerzo vertical dado

La muestra es cizallada a velocidad constante según un plano determinado.

**3.37.2 Ensayo triaxial**. Consiste en someter una probeta cilíndrica de suelo, con relación altura a diámetro, comprendida entre 2 y 2,6 a:

- una presión hidrostática, llamada de confinamiento lateral, aplicada por intermedio de un fluido que llena la celda del aparato.

- un esfuerzo axial, aplicado por intermedio de un pistón.

**3.37.3 Ensayo de compresión simple**. La probeta cilíndrica, generalmente de sección circular, de relación altura a diámetro igual a 2, es colocada entre dos platos de una prensa. La muestra se somete a compresión hasta la rotura, aplicando una carga axial creciente y a velocidad de deformación constante.

**3.38 Ensayos de compresibilidad**. Tienen por objeto medir las variaciones del volumen de una muestra de suelo colocada en un campo de esfuerzos uniformes, con posibilidad de drenaje.

Cuando la muestra de suelo intacta, esté saturada de tal modo, que las deformaciones laterales estén confinadas, y que el drenaje sea posible sólo por las caras superior e inferior de la muestra, el ensayo de compresibilidad se llama ensayo edométrico.

**3.39 Ensayos de compactación**. Son ensayos convencionales que tienen por objeto estudiar la influencia de la humedad de una muestra de suelo, con el peso volumétrico seco de esta, sometida a una energía de compactación determinada.

Existen 2 tipos de ensayos, el Proctor Estándar y el Proctor Modificado. Estos dos ensayos difieren por la energía de compactación aplicada a la muestra.

**3.40 California Bearing Ratio (CBR)**. Es un ensayo de penetración realizado en una muestra de suelo preparada, en condiciones de compactación y de hidratación determinadas previamente, utilizando un molde normalizado y un mazo de forma cilíndrica y de sección circular, que se introduce verticalmente en la muestra.

**3.41 Ensayos cíclicos y dinámicos**. Tienen por objeto medir las características cíclicas y dinámicas de los suelos, y a la vez estudiar la variación de la resistencia y deformabilidad de los suelos, en función del modo de aplicación de las cargas.

**3.42 Estudio hidrológico**. Estudio destinado a la obtención de datos relativos a la ocurrencia, distribución y disponibilidad de aguas superficiales.

*(Continúa)*

**3.43 Cuenca de drenaje**. Región drenada por un curso de agua o un lago.

**3.44 Caudal de diseño**. Caudal necesario para atender la demanda al final del período de diseño.

**3.45 Estiaje anual**. Caudal que representa el mínimo de un determinado año, hidrológico o calendario.

**3.46 Estiaje excepcional**. Caudal que representa el mínimo valor conocido de una serie de varios años

**3.47 Creciente anual**. Caudal que representa el máximo valor de un determinado año.

**3.48 Creciente extraordinaria**. Caudal que representa el máximo valor conocido de una serie de varios años

**3.49 Período de retorno**. Número promedio de años en el cual un evento dado será igualado o excedido.

**3.50 Sedimentos**. Partículas sólidas proveniente de rocas o de un medio biológico, que son o han sido transportadas por el agua u otro agente atmosférico.

**3.51 Concentración en peso de los sedimentos**. Relación de peso de materia seca, en la mezcla agua sedimentos. Se mide en partes por millón (ppm).

**3.52 Concentración de sedimentos en volumen**. Relación en volumen de materia seca en la mezcla agua sedimentos o volumen de la mezcla.

**3.53 Carga de sedimentos en suspensión**. Cantidad de material en suspensión que pasa por una determinada sección en una unidad de tiempo.

**3.54 Materiales de arrastre de fondo**. Materiales que se desplazan por o cerca del fondo de un cauce, rodando, deslizándose, o por pequeños saltos.

**3.55 Velocidad de sedimentación**. Velocidad de caída de las partículas en un medio dado.

**3.56 Fuente de abastecimiento**. Lugar desde donde se toma el agua para abastecer a los consumidores. Esta puede provenir de manantiales, capas acuíferas, ríos o lagos.

**3.57 Perímetro de protección sanitaria**. Es la línea cerrada ideal, materializada con una cerca que delimita la superficie de terreno que rodea al sitio de captación.

**3.58 Acuífero**. Formación geológica capaz de producir agua en cantidades adecuadas a través de estructuras de captación.

**3.59 Pozos excavados**. Son excavaciones verticales dentro de un acuífero superficial, realizadas y protegidas adecuadamente para obtener agua para consumo humano.

**3.60 Pozos hinchados**. Son pozos construidos a base de hinchar una punta resistente, generalmente unida a una criba, en terrenos compactos o granulares, hasta penetrar dentro del acuífero.

**3.61 Pozos profundos**. Son pozos perforados hasta un acuífero profundo, generalmente mediante la utilización de maquinaria especializada.

**3.62 Tamaño efectivo**. En una muestra de material granular, el tamaño efectivo corresponde al espaciamiento libre de una malla o tamiz que deja pasar el 10% de la muestra.

**3.63 Coeficiente de uniformidad**. Es la razón entre los tamaños de las mallas que dejan pasar el 60% y el 10% de una muestra de material granular.

*(Continúa)*

**3.64 Acuíferos artesianos**. Acuíferos confinados entre dos capas impermeables, en los cuales el agua está a una presión mayor que la atmosférica. Son homogéneos cuando la permeabilidad del acuífero es uniforme a través del espesor del acuífero.

**3.65 Acuíferos libres**. Acuíferos en los cuales el nivel superior del manto de agua está sujeto a la presión atmosférica.

**3.66 Empaque de grava**. Capa de grava cuidadosamente graduada alrededor de la rejilla de un pozo profundo.

**3.67 Estabilizador**. Capa de material granular, cuya granulometría no es rigurosamente seleccionada, utilizada para impedir el derrumbamiento de las paredes de un pozo.

## 4. DISPOSICIONES GENERALES

### 4.1 Bases para el Diseño de un Sistema de Agua Potable

**4.1.1** Clasificación de los sistemas de agua potable.

**4.1.1.1** Los sistemas de abastecimiento deberán proyectarse considerando:

- que los recursos hídricos destinados al consumo humano tienen la primera prioridad;
- la preservación y utilización múltiple de los recursos hídricos;
- la cooperación y coordinación con los distintos organismos usuarios del agua.
- Las posibles expansiones consideradas en los planes regionales y nacionales de desarrollo en lo referente a expansión urbanística administrativa e industrial de las ciudades y poblaciones a servir con el proyecto.

**4.1.1.2** Los sistemas de abastecimiento de agua potable se dividen en las categorías indicadas en la tabla V.1, en función de la confiabilidad del abastecimiento.

**4.1.1.3** En la planificación del abastecimiento de agua a complejos industriales se debe hacer el balance del uso del agua en el interior del complejo, considerando la posibilidad de disminuir el caudal de captación y la protección de la fuente de abastecimiento de la contaminación con las aguas residuales. Para procesos de enfriamiento y condensación de productos industriales y del agua misma, así como para el enfriamiento de los equipos, debe considerarse como regla general sistemas de recirculación con enfriamiento por aire o agua.

Bajo estas consideraciones es aconsejable planificar y diseñar simultáneamente los sistemas de agua potable y alcantarillado.

En los sistemas de abastecimiento directo a las industrias se debe considerar los usos sucesivos del agua recirculante, así como también la reutilización de aguas servidas no contaminadas y la consiguiente desinfección y limpieza, si es necesario.

El abastecimiento directo para procesos industriales de enfriamiento, se permitirá cuando exista la debida justificación y el acuerdo de la Subsecretaría de Agua Potable y Saneamiento Básico, SAPYSB y el Consejo Nacional de Recursos Hídricos, CNRH.

**4.1.14**En la planificación de sistemas de abastecimiento de agua potable, se debe considerar la utilización de obras de conducción ya construidas, previa la debida justificación técnica, económica y la calificación sanitaria de dichas obras.

*(Continúa)*

**4.1.15** El dimensionamiento de las diferentes obras de los sistemas de abastecimiento de agua debe hacerse para condiciones normales de funcionamiento, tales como: vulnerabilidad frente a fenómenos naturales del sector y además de la operación regular de las unidades.

**4.1.1.6** En los proyectos de abastecimiento de agua para consumo humano y fabricación de productos comestibles, es obligatorio el estudio y la definición de las zonas de protección sanitaria.

**4.1.1.7** El agua para consumo humano debe cumplir con las normas de calidad, prescritas en la cuarta parte de las presentes normas.

**TABLA 1. Categorías de los sistemas de agua potable**

| CARACTERÍSTICAS DE LOS USUARIOS | EN FUNCIÓN DE LA CONFIABILIDAD DE ABASTECIMIENTO |
|---|---|
| Centros poblados con más de 50000 habitantes, en donde se permite disminuir el suministro de agua hasta en un 30 % durante máximo 3 días en el año. A esta categoría también pertenecen los complejos petroquímicos, metalúrgicos y refinerías de petróleo. | I |
| Ciudades de hasta 50000 habitantes, en donde se permite disminuir el suministro de agua hasta en un 30 % durante un mes y la suspensión del servicio en un tiempo máximo de 5 horas en un día por año. En esta categoría también se encuentran las industrias livianas y las agroindustrias. | II |
| Pequeños complejos industriales, agroindustriales y poblaciones de hasta 5000 habitantes, en donde se permite disminuir el suministro de agua hasta en un 30 % durante un mes y la suspensión del servicio en un tiempo máximo de 24 horas en el año. | III |

**4.1.2 Período de diseño**

**4.1.2.1** Los sistemas de abastecimiento de agua potable deben garantizar la rentabilidad de todas las obras del sistema durante el período de diseño escogido.

**4.1.2.2** Se debe estudiar la posibilidad de construcción por etapas de las obras de conducción, redes y estructuras; así como también prever el posible desarrollo del sistema y sus obras principales, por sobre la productividad inicialmente estimada.

En general se considera que las obras de fácil ampliación deben tener períodos de diseño más cortos, mientras que las obras de gran envergadura o aquellas que sean de difícil ampliación, deben tener períodos de diseño más largos.

**4.1.2.3** En ningún caso se proyectarán obras definitivas con períodos menores que 15 años.

**4.1.2.4** El diseño de obras definitivas podrá prever la construcción por etapas, las mismas que no serán más de tres.

*(Continúa)*

**4.1.2.5** El período de diseño de obras de emergencia se escogerá tomando en cuenta la duración de ésta, es decir, considerando el lapso previsto para que la obra definitiva entre en operación.

**4.1.2.6** La vida útil de las diferentes partes que constituyen un sistema, se establece en la tabla V.2.

**4.1.2.7** Para obras de ampliación, el período de diseño se escogerá dependiendo del caso.

**TABLA 2. Vida útil sugerida para los elementos de un sistema de agua potable**

| COMPONENTE | VIDA ÚTIL (AÑOS) |
|---|---|
| Diques grandes y túneles | 50 a 100 |
| Obras de captación | 25 a 50 |
| Pozos | 10 a 25 |
| Conducciones de hierro dúctil | 40 a 50 |
| Conducciones de asbesto cemento o PVC | 20 a 30 |
| Planta de tratamiento | 30 a 40 |
| Tanques de almacenamiento | 30 a 40 |
| Tuberías principales y secundarias de la red: | |
| De hierro dúctil | |
| De asbesto cemento o PVC | 40 a 50 |
| | 20 a 25 |
| Otros materiales | Variables de acuerdo especificaciones del fabricante |

**4.1.2.8** Todas las soluciones técnicas adoptadas en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, deben sustentarse en la comparación de lo distintos indicadores técnicos-económicos de las variantes analizadas. Se debe evaluar costos de construcción, gastos anuales de operación, costos por metro cúbico por día de agua tratada, costo del tratamiento de un metro cúbico de agua, plazos y etapas de construcción, etc.

**4.1.2.9** La variante óptima será aquella que tenga los menores gastos, considerando los costos de inversión, los gastos de operación del sistema y los gastos empleados en la protección sanitaria de las fuentes de abastecimiento.

**4.1.2.10** Los materiales para el diseño de redes y sistemas de conducción y distribución se deben adoptar de acuerdo con las normas indicadas en el numeral 5.7.85 de estas normas.

Las piezas de unión y acople deben elegirse de acuerdo a las indicaciones dadas en el numeral 5.7.84 de estas normas.

### 4.1.3 Estimación de la población futura

**4.1.3.1** Para el cálculo de la población futura se harán las proyecciones de crecimiento utilizando por lo menos tres métodos conocidos (proyección aritmética, geométrica, incrementos diferenciales, comparativo, etc.) que permitan establecer comparaciones que orienten el criterio del proyectista. La población futura se escogerá finalmente tomando en consideración, aspectos económicos, geopolíticos y sociales que influyan en los movimientos demográficos.

*(Continúa)*

**4.1.3.2** En todo caso, debe contarse con la información del Instituto Nacional de Estadística y Censos, de la SAPYSB (encuestas sanitarias) y con recuento que el proyectista realizará al momento de ejecutar el estudio. El alcance de este recuento se fijará de común acuerdo con la SAPYSB.

**4.1.4 Dotaciones y coeficientes de variación**

**4.1.4.1 Dotación**:

La producción de agua para satisfacer las necesidades de la población y otros requerimientos, se fijará en base a estudios de las condiciones particulares de cada población, considerando:

- las condiciones climáticas del sitio;
- las dotaciones fijadas para los distintos sectores de la ciudad, considerando las necesidades de los distintos servicios públicos;
- las necesidades de agua potable para la industria;
- los volúmenes para la protección contra incendios;
- las dotaciones para lavado de mercados, camales, plazas, calles, piletas, etc.;
- las dotaciones para riego de jardines;
- otras necesidades, incluyendo aquellas destinadas a la limpieza de sistemas de alcantarillado, etc.

**4.1.4.2** A falta de datos, y para estudios de factibilidad, se podrán utilizar las dotaciones indicadas en la tabla 3.

**TABLA 3. Dotaciones recomendadas**

| POBLACIÓN (habitantes) | CLIMA | DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día) |
|---|---|---|
| Hasta 5000 | Frío<br>Templado<br>Cálido | 120 – 150<br>130 – 160<br>170 – 200 |
| 5000 a 50000 | Frío<br>Templado<br>Cálido | 180 – 200<br>190 – 220<br>200 – 230 |
| Más de 50000 | Frío<br>Templado<br>Cálido | > 200<br>> 220<br>> 230 |

Para la selección de la dotación se debe hacer, al menos, una investigación cualitativa de los hábitos de consumo, usos del agua y una aproximación del costo de los servicios y disponibilidades hídricas en las fuentes.

Para poblaciones menores a 5 000 habitantes, se debe tomar la dotación mínima fijada.

**4.1.5 Variaciones de Consumo**

**4.1.5.1** El consumo medio anual diario (en m3/s), se debe calcular por la fórmula:

*(Continúa)*

Qmed = q N/(1 000 x 86 400)
q = dotación tomada de la tabla V.3 en l/hab/día
N = número de habitantes.

El requerimiento máximo correspondiente al mayor consumo diario, se debe calcular por la fórmula:

Qmax.día = Kmax.día x Qmed

El coeficiente de variación del consumo máximo diario deben establecerse en base a estudios en sistemas existentes, y aplicar por analogía al proyecto en estudio. En caso contrario se recomienda utilizar los siguientes valores:

Kmax.día = 1,3 - 1,5

El coeficiente de variación del consumo máximo horario debe establecerse en base a estudios en sistemas existentes, y aplicar por analogía al proyecto en estudio. En caso contrario se recomienda utilizar los siguientes valores:

Kmax.hor = (2 a 2,3) Qmed

**4.1.5.2** Las dotaciones de agua para procesos industriales y agroindustriales debe establecerse en base a suficientes datos tecnológicos.

**4.1.5.3** Las dotaciones de agua contra incendios, así como el número de incendios simultáneos debe adoptarse según las indicaciones de la tabla 4:

**TABLA 4. Dotación de agua contra incendios**

| NUMERO DE HABITANTES (en miles) | NUMERO DE INCENDIOS SIMULTÁNEOS | DOTACIÓN POR INCENDIO (l/s) |
|---|---|---|
| 5 | 1 | 10 |
| 10 | 1 | 10 |
| 25 | 2 | 10 |
| 50 | 2 | 20 |
| 100 | 2 | 25 |
| 200 | 3 | 25 |
| 500 | 3 | 25 |
| 1000 | 3 | 25 |
| 2000 | 3 | 25 |

### 4.1.6 Caudales de diseño

**4.1.6.1** Para el diseño de las diferentes partes de un sistema de abastecimiento de agua potable, se usarán los caudales que constan en la tabla 5.

*(Continúa)*

**TABLA 5. Caudales de diseño para los elementos de un sistema de agua potable**

| ELEMENTO | CAUDAL |
|---|---|
| Captación de aguas superficiales | Máximo diario + 20 % |
| Captación de aguas subterráneas | Máximo diario + 5 % |
| Conducción de aguas superficiales | Máximo diario + 10 % |
| Conducción de aguas subterráneas | Máximo diario + 5 % |
| Red de distribución | Máximo horario + incendio |
| Planta de tratamiento | Máximo diario + 10 % |

### 4.1.7 Volúmenes de almacenamiento

**4.1.7.1** Volumen de regulación. En caso de haber datos sobre las variaciones horarias del consumo el proyectista deberá determinar el volumen necesario para la regulación a base del respectivo análisis. En caso contrario, se pueden usar los siguientes valores:

a) Para poblaciones menores a 5 000 habitantes, se tomará para el volumen de regulación el 30% del volumen consumido en un día, considerando la demanda media diaria al final del período de diseño.

b) Para poblaciones mayores de 5 000 habitantes, se tomará para el volumen de regulación el 25% del volumen consumido en un día, considerando la demanda media diaria al final del período de diseño.

**4.1.7.2** Volumen de protección contra incendios. Se utilizarán los siguientes valores:

a) Para poblaciones de hasta 3 000 habitantes futuros en la costa y 5 000 en la sierra, no se considera almacenamiento para incendios.

b) Para poblaciones de hasta 20 000 habitantes futuros se aplicará la fórmula
$Vi = 50 \sqrt{p}$, en $m^3$.

c) Para poblaciones de más de 20 000 habitantes futuros se aplicará la fórmula $Vi = 100 \sqrt{p}$, en $m^3$.

En estas fórmulas:

p = población en miles de habitantes
Vi = volumen para protección contra incendios, en $m^3$

**4.1.7.3** Volumen de emergencia. Para poblaciones mayores de 5000 habitantes, se tomará el 25% del volumen de regulación como volumen para cubrir situaciones de emergencia. Para comunidades con menos de 5 000 habitantes no se calculará ningún volumen para emergencias.

**4.1.7.4** Volumen en la planta de tratamiento. El volumen de agua para atender las necesidades propias de la planta de tratamiento debe calcularse considerando el número de filtros que se lavan simultáneamente. Así mismo, se debe determinar, los volúmenes necesarios para contacto del cloro con el agua, considerando los tiempos necesarios para estas operaciones y para consumo interno en la planta.

**4.1.7.5** Volumen total. El volumen total de almacenamiento se obtendrá al sumar los volúmenes de regulación, emergencia, el volumen para incendios y el volumen de la planta de tratamiento.

*(Continúa)*

**4.2 Estudio de fuentes de agua para proyectos de abastecimiento de agua potable**

**4.2.1** Las fuentes de abastecimiento para consumo humano se dividen en dos grupos:

- Aguas superficiales de ríos, lagos y embalses.
- Aguas subterráneas de pozos, manantiales y galerías filtrantes.

**4.2.2** La elección de las fuentes de abastecimiento para consumo humano debe realizarse en base a la comparación técnico - económica de alternativas y al análisis detallado de los recursos hídricos de la zona.

Las fuentes de abastecimiento deben satisfacer las siguientes exigencias:

- Garantizar la obtención de los caudales necesarios, considerando el crecimiento de la demanda hasta el final del período de diseño;

- Garantizar el abastecimiento ininterrumpido del agua a los usuarios;

- Entregar agua en cantidad suficiente para satisfacer las necesidades de los usuarios, y en la calidad deseada, obtenida mediante procesos de potabilización sencillos y económicos;

- Garantizar la posibilidad de abastecimiento con el mínimo gasto de recursos económicos;

- Disponer de un potencial hídrico, de modo que la captación del caudal de diseño no altere el sistema ecológico.

**4.2.3** En la elección de un río como fuente de abastecimiento es necesario considerar la variación temporal de los caudales, a fin de determinar la cantidad de agua que puede ser extraída en los períodos de máximo estiaje. No se puede considerar como fuente de abastecimiento a los ríos intermitentes, si no se planifican en ellos embalses de regulación.

**4.2.4** La elección de la fuente de abastecimiento debe ser justificada por los resultados de los estudios topográficos, hidrológicos, hidrogeológicos, sanitarios y otras investigaciones cuya profundidad y alcance se debe establecer en función del grado de conocimiento que se tenga de la zona y el nivel de estudio requerido.

**4.2.5** En sistemas de abastecimiento de agua potable se pueden utilizar fuentes con diferentes características hidrológicas e hidrogeológicas.

**4.2.6** La evaluación de la calidad del agua de fuentes superficiales debe hacerse para los diferentes períodos del año, considerando las grandes variaciones de calidad y contenido de contaminantes.

**4.2.7** La evaluación de la calidad del agua de los ríos debe hacerse para diferentes períodos del año, considerando que en crecientes:

- El agua es más turbia;
- Por lo general la alcalinidad es menor;
- El contenido de sólidos suspendidos es mayor;
- La contaminación bacteriana aumenta; y,
- El color y el olor del agua son más elevados que en el resto del año.

**4.2.8** Los caudales medios mensuales o medios diarios, provenientes de fuentes superficiales deben tener una garantía de abastecimiento ininterrumpido según los valores dados en la tabla V.6

*(Continúa)*

**TABLA 6. Caudales medios mensuales para fuentes de aguas superficiales**

| CATEGORÍA DEL USUARIO | GARANTÍA DE ABASTECIMIENTO DE CAUDALES MEDIO MENSUALES PARA FUENTES DE AGUAS SUPERFICIALES, % |
|---|---|
| I | 95 |
| II | 90 |
| III | 85 |

**4.2.9** La valoración de los recursos hídricos para su utilización como fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, y la elección de la zona de emplazamiento de un posible embalse debe considerar los siguientes aspectos:

- Régimen de caudales naturales y balance hídrico de la fuente, con un pronóstico de 15 a 20 años;

- Exigencias sobre la calidad del agua requerida por los usuarios;

- Características relativas a la cantidad y tipo de los sedimentos y basuras, su régimen, desplazamiento de acumulaciones de fondo y estabilidad de las orillas;

- Eventualidad de que la fuente se seque, se produzcan avalanchas, flujos de lodo y/o lahares (especialmente en los ríos de montaña próximos a volcanes), y otras catástrofes que puedan ocurrir en la cuenca de drenaje;

- Evaluación de las características de las crecientes (forma, picos máximos, volúmenes y duración) para distintos períodos de retorno;

- Variación de la temperatura del agua en los distintos meses del año y a diferentes profundidades;

- Reservas y condiciones de recarga de las aguas subterráneas, y valoración de la posibilidad de su destrucción como resultado de cambios naturales, construcción de embalses, obras de drenaje, extracción artificial, etc.

- Calidad y temperatura de las aguas subterráneas;

- Posibilidades de recarga artificial de acuíferos y formación de reservas de aguas subterráneas;

- Exigencias sanitarias;

- Valoración técnico-económica de las condiciones de utilización de las distintas fuentes de abastecimiento.

**4.2.10** En la evaluación de los recursos hídricos considerados como fuentes de abastecimiento de agua potable se debe tomar en cuenta los usos existentes aguas abajo del sitio de captación, garantizando los caudales de extracción en los diferentes períodos del año para consumo humano, usos industriales, agrícolas y otros tipos de usos, así como también las exigencias de caudales ecológicos mínimos, necesarios para la protección de la fuente.

*(Continúa)*

**4.2.11** En caso de que los recursos hídricos sobrantes sean insuficientes para satisfacer las necesidades aguas abajo del sitio de captación, es necesario planificar embalses de regulación anual o multi anual, así como también obras de trasvase de una cuenca con mayores recursos a otra.

**4.2.12** En el abastecimiento de agua para consumo humano se debe procurar la máxima utilización de aguas subterráneas que satisfagan las exigencias higiénico sanitarias requeridas.

**4.2.13** No se debe permitir la utilización de aguas subterráneas de buena calidad potable para usos diferentes al de consumo humano. En las zonas donde las aguas superficiales son deficitarias y existen suficientes reservas de aguas subterráneas de buena calidad, su uso, con fines agrícolas, deberá ser autorizado siempre y cuando se garantice la preservación de las reservas y la calidad del agua

**4.2.14** Cuando las reservas naturales de aguas subterráneas sean deficitarias se debe contemplar la posibilidad de incrementarlas mediante la construcción de obras especiales destinadas a la recarga de los acuíferos.

**4.2.15** Está permitido el uso de aguas subterráneas mineralizadas para consumo humano, siempre y cuando su potabilización sea técnica y económicamente justificada.

**4.2.16** Para usos industriales y consumo humano está permitido el uso de aguas termales, siempre y cuando éstas satisfagan las exigencias sanitarias contempladas en estas normas y que la temperatura del agua destinada al consumo humano no sobrepase los 24°C a 26°C.

**4.2.17** La evaluación económica de fuentes alternas de abastecimiento debe realizarse contemplando todos los costos de las obras de captación y conducción y los costos del tratamiento del agua.

**4.2.18** La determinación de los volúmenes de almacenamiento en los embalses debe hacerse contemplando el balance de caudales afluentes y efluentes, así como también las pérdidas por evaporación y filtración desde el embalse.

**4.2.19** En el diseño de embalses se debe considerar lo siguiente:

- La ubicación del embalse debe hacerse en el mejor lugar desde el punto de vista de la calidad del agua;
- La variación de los niveles del agua;
- La magnitud de las áreas que quedarán sumergidas y de las que se inundarían en condiciones de crecientes extraordinarias;
- La posible reconformación de las orillas y de deslizamientos en el embalse;
- Las variaciones del régimen de las aguas subterráneas luego de su llenado;
- El régimen de temperatura del agua a diferentes profundidades;
- La altura de las olas producidas por el viento;
- La variación de las características químicas del agua;
- Características geológico - geotécnicas del embalse;
- Los procesos de colmatación y cambios en la turbiedad del agua;
- Los procesos de contaminación del agua cuando se arrojan al embalse aguas servidas;
- Los cambios biológicos que pueden producirse en el embalse (formación de plancton, incrustaciones, algas y otros tipos de flora y fauna acuáticas);
- Cambios sanitarios.
- La sismicidad de la región.

*(Continúa)*

**4.2.20** La ubicación del embalse, así como también la elección del tipo de presa y obras anexas debe hacerse considerando la posibilidad de utilización óptima de los recursos hídricos, el aprovechamiento de las condiciones topográficas, morfológicas, geológicas geotécnicas del lugar y la mejor utilización de los materiales de construcción disponibles en la zona y las exigencias sanitarias. En este caso, se debe tomar en cuenta las exigencias normativas de diseño de obras hidráulicas de regulación, las disposiciones relativas a la adecuación sanitaria del embalse, medidas de protección de las orillas, estimación del tiempo de colmatación del embalse, y en caso necesario la estimación de medios de limpieza a través de los orificios de desagüe de fondo o mediante el empleo de medios hidromecánicos. Se debe también tomar medidas para evitar o disminuir el crecimiento de algas y la coloración del agua.

**4.2.21** Los embalses destinados al almacenamiento de agua para consumo humano deben estar preferentemente alejados de centros poblados, ubicados en los tramos de ríos con menor concentración humana en la cuenca de drenaje, disponer de la mayor cobertura vegetal y, además, protegido de efluentes sanitarios.

La construcción de embalses aguas abajo de centros poblados se permitirá siempre y cuando los efluentes sanitarios sean tratados antes de la entrega a los ríos considerados como potenciales fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano.

**4.3 Zonas de protección sanitaria**

**4.3.1** Las zonas de protección sanitaria deben ser contempladas en todos los nuevos proyectos de abastecimiento de agua potable, así como también en las ampliaciones y modificaciones que se hagan a proyectos existentes, a fin de garantizar su seguridad sanitario-epidemiológica.

**4.3.2** La planificación de la zona de protección de la fuente de abastecimiento de agua y las medidas sanitarias a tomarse deben ser discutidas y aprobadas por los servicios sanitarios y epidemiológicos del Ministerio de Salud Pública, a través de la SAPYSB.

**4.3.3** Las zonas de protección sanitaria de los proyectos de abastecimiento de agua potable deben contemplar la protección de las fuentes y de las obras de captación y conducción, incluyendo canales y tuberías de conducción.

Las zonas de protección sanitaria se clasifican en las categorías siguientes:

a) De protección inmediata; se considera al cordón o franja de protección del territorio vedado a personas ajenas al servicio de operación y mantenimiento del proyecto. Dentro de este perímetro de protección inmediata esta prohibido que persona alguna viva permanentemente, y por lo general debe ser cercado y protegido con un cinturón verde.

b) De protección de la zona de aproximación; se considera al territorio que ocupa el cauce y la cuenca de drenaje de la fuente de abastecimiento, esto es la zona que influye directamente sobre la calidad del agua destinada al abastecimiento para consumo humano.

Se debe emplear perímetros de protección inmediata y de aproximación para las fuentes de abastecimiento y obras de captación y conducción con canales abiertos, y de aproximación para las conducciones cerradas.

**4.3.4** Las zonas de protección deben establecerse en base a investigaciones sanitarias e hidrológicas para fuentes de aguas superficiales; sanitarias e hidrogeológicas para fuentes de aguas subterráneas; y geotécnicas para las conducciones.

Cuando la fuente de abastecimiento sea de origen subterráneo se debe investigar lo siguiente:

- El territorio de alimentación de la fuente;
- La naturaleza de las capas geológicas;

*(Continúa)*

- La posición del nivel freático con relación al nivel de las aguas superficiales y de otros acuíferos;
- La existencia de explotaciones mineras que alteren las condiciones hidrogeológicas naturales (pozos abandonados, minas, galerías y canteras defectuosamente explotadas, etc.)

Cuando la fuente de abastecimiento sea de origen superficial, se debe investigar lo siguiente:

- La cuenca de drenaje:
- La existencia de ciudades, centros poblados, industrias, agroindustrias, etc., que descarguen aguas servidas al cauce principal, y/o tributario, aguas arriba del sitio de captación;
- La distancia de la descarga más cercana hasta el sitio de captación, y la evolución de la calidad del agua;
- La existencia de condiciones geológicas naturales, que constituyan fuentes de contaminación;
- El origen de las aguas subterráneas que alimentan a la fuente superficial.

**4.3.5** Los límites de los perímetros de protección inmediata se deben establecer considerando las posibles ampliaciones o ensanchamientos previstos para las obras de captación y conducción.

**4.3.6** Dentro del territorio de protección inmediata está prohibido:

- La construcción de cualquier tipo de edificación;
- La vivienda permanente, incluyendo la de los guardianes y aguateros;
- La salida de desagües;
- La natación o el baño dentro de la zona protegida;
- La utilización de la fuente como abrevadero;
- El arrojar desechos;
- Lavar ropa;
- Utilizar insecticidas, pesticidas y abonos orgánicos para las plantas del cordón verde de protección.

**4.3.7** Todas las obras y construcciones edificadas dentro del perímetro de protección inmediata deben tener sistemas de canalización que evacuen las aguas servidas fuera de los límites de la zona de protección.

En el caso de que no existan obras de canalización y se descargue productos contaminantes, se debe prever pozos sépticos aislados e impermeables, ubicados en lugares donde no exista ninguna posibilidad de contaminación del territorio de la franja de protección.

**4.3.8** En el territorio ocupado por el perímetro de protección inmediata se debe planificar la evacuación de las aguas lluvias fuera de los límites de la zona de protección.

**4.3.9** Si existen construcciones de vivienda, industrias u otro tipo de edificios muy próximos al límite del perímetro de protección inmediata, se debe tomar todas las precauciones dentro del territorio protegido y excluir cualquier posibilidad de contaminación de la franja de protección.

**4.3.10** Los territorios del perímetro de protección inmediata ocupados por la fuente de abastecimiento, la plataforma de obras hidráulicas tales como desarenadores, tanques de presión, obras de depuración y almacenamiento de agua, líneas de conducción, así como también los tramos de canal en las cercanías a los centros poblados deben ser cercados y arborizados. Los cerramientos y vallas deben ser de 2,5 m de altura y no se debe permitir ninguna construcción adosada a los cerramientos.

Cuando se utilicen cercas vivas se debe dar preferencia a plantas de tipo matorral o chaparro espinoso y todo el resto del territorio, no ocupado por edificaciones, debe ser sembrado con césped.

**4.3.11** Las obras de conducción ubicadas dentro del perímetro de protección inmediata, deben ser diseñadas considerando medidas que eviten que el agua para consumo humano se ensucie a la entrada, ya sea por la embocadura de orificios, las tapas de bocas de visita o los mecanismos de cebado de bombas.

*(Continúa)*

**4.3.12** En los territorios dentro del perímetro de protección inmediata, en las zonas de captación y conducción, se debe considerar una vigilancia permanente y la utilización de señales de prohibición del ingreso de personas y animales, y disponer de los medios técnicos de vigilancia.

Se debe cercar con alambre de púas todo el territorio y colocar postes con señalización cada 50 m. Los senderos de vigilancia deben tener 1 m de ancho y estar ubicados a 2 m del cerramiento.

Toda la zona de protección inmediata debe ser iluminada con lámparas distanciadas una de otras en función de la potencia de las mismas.

Se debe prever sistemas de comunicación por radio o teléfono entre la captación y la planta de tratamiento y/o los puntos de mando centralizados.

**4.3.13** En la planificación del perímetro de protección sanitaria de la zona de aproximación de las fuentes de abastecimiento se debe considerar lo siguiente:

- Cualquier construcción ubicada dentro de este territorio debe tener el visto bueno de los organismos de control sanitario epidemiológico, previo informe de la SAPYSB;

- Todas las instalaciones industriales, agroindustriales, centros poblados y edificios de vivienda, deben tener todas las medidas que garanticen la no contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua y los suelos; para lo cual deben prever sistemas de alcantarillado, depósitos de desechos contaminantes herméticos, pisos encementados en los despostaderos, establos, caballerizas, etc;

- Las aguas servidas y las de desechos industriales deben tener un alto grado de depuración antes de ser entregadas a los cursos de agua que se encuentren dentro del perímetro de protección sanitaria de la zona de aproximación;

- Se debe prohibir ensuciar los reservorios, arrojar basuras, desechos industriales, insecticidas, etc;

- Se debe estudiar con detenimiento las condiciones de los reservorios programados y sus orillas y eliminar todo material rico en nitrógeno y fósforo que pueda contribuir a la eutroficación del embalse o lago destinado al abastecimiento de agua para consumo humano;

- Cuando se utilicen reservorios y canales como fuente de abastecimiento de agua para consumo humano se debe prever la eliminación periódica del limo que se deposite en el fondo y las plantas acuáticas;

- Se permitirá el uso de productos químicos para la eliminación de las plantas acuáticas en los reservorios y en los canales de conducción, sólo en los casos en que los preparados tengan el consentimiento de los servicios de control sanitario epidemiológico;

- Todas las medidas de protección sanitaria, que se tomen como consecuencia de daños producidos en las fuentes de abastecimiento de agua, serán pagados directamente por la urbanización, industria o agroindustria causante del daño.

**4.3.14** En el perímetro de protección sanitaria de la zona de aproximación, que incluye la cuenca de drenaje de la fuente de abastecimiento y líneas de conducción se debe prever un patrullaje periódico, a fin de alertar sobre daños que puedan contaminar la fuente de abastecimiento.

**4.3.15** Los límites del perímetro de protección inmediata de la fuente de captación, deben establecerse en base a las características sanitario-topográficas e hidrológicas del sitio y deben cubrir al menos:

*(Continúa)*

- 200 m aguas arriba de la toma,
- 100 m aguas abajo de la toma, y
- 100 m a cada lado de las orillas, medidos desde la línea de nivel máximo del espejo de agua,
- 50 m a cada lado de la toma, si es que el sitio de captación tiene menos de 100 m de ancho

**4.3.16** Los límites del perímetro de protección inmediata para embalses y lagos utilizados como fuentes de abastecimiento de agua deben establecerse en base al conocimiento de las condiciones sanitario-topográficas, hidrológicas y meteorológicas del lugar y deben cubrir al menos 100 m a la redonda medidos desde el nivel máximo del agua.

Se debe prohibir el pastoreo dentro de esta zona de protección.

**4.3.17** Los límites del perímetro de aproximación para ríos y canales utilizados como fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, deben establecerse considerando la ubicación de los desagües contaminantes que deben estar:

- Hacia aguas arriba, considerando el recorrido que hace el agua desde el límite del perímetro de aproximación hasta la captación, cuando el caudal formado tenga una garantía del 95% y se demore entre 3 d a 5 d en llegar a la toma;

- Hacia aguas abajo, no menos de 250 m;

- Los límites laterales, hasta la divisoria de las aguas del desagüe contaminante.

Cuando en el río se forme un remanso o exista una corriente contraria, el límite inferior del perímetro de aproximación debe establecerse en función de las condiciones hidrológicas y meteorológicas del lugar.

**4.3.18** Los límites del perímetro de aproximación para lagos y embalses, utilizados como fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, se establecen en función del tiempo de recorrido del agua, desde sus orígenes hasta el sitio de captación, el mismo que no debe ser menor a 5 días en condiciones de velocidad máxima de escurrimiento.

**4.3.19** Los límites del perímetro de aproximación, establecidos en los puntos 4.3.17 y 4.3.18, deben garantizar la calidad del agua determinada en la cuarta parte de las presentes normas a una distancia mínima de la captación de:

- 1 km hacia aguas arriba para fuentes de agua corriente;
- 1 km hacia aguas arriba y hacia aguas abajo para fuentes de abastecimiento constituidas por lagos y embalses.

**4.3.20** En la planificación de medidas que se deben tomar dentro del perímetro de aproximación a las zonas de protección sanitaria de fuentes de abastecimiento, constituidas por aguas superficiales, se deben considerar las condiciones sanitario-topográficas e hidrológicas del lugar, para lo cual:

- Se debe prohibir el empleo de fertilizantes, insecticidas, abonos orgánicos y minerales, aplicados por aspersión desde avionetas dentro de una franja mínima de 300 m medidos desde cada orilla del cauce;

- Se debe prohibir el pastoreo de ganado en una franja mínima de 100 m de ancho, lindante con la zona de captación, medidos desde el nivel máximo de la superficie del agua;

- Se deben señalar los abrevaderos de ganado, los cuales deben estar al menos a una distancia de 100 m medidos desde el nivel máximo de la superficie del agua, y planificar la evacuación de las aguas sucias fuera de los límites de la zona de protección;

*(Continúa)*

- Se debe prohibir la instalación de planteles avícolas;

- Se debe planificar la ubicación de baños y lavanderías en lugares determinados y garantizar la evacuación de las aguas negras fuera de los límites de la zona de protección;

- Se debe planificar los sitios para embarcaderos en los ríos navegables y tomar medidas para evitar la contaminación producida por el transporte fluvial (las embarcaciones deben disponer de equipos de evacuación de aguas negras y desechos sólidos en lugares preestablecidos);

- Se debe prohibir la instalación de fincas ganaderas a una distancia no menor a 500 m de la línea de nivel máximo en los reservorios de abastecimiento de agua para consumo humano.

**4.3.21** Los límites del perímetro de protección inmediata de las fuentes de abastecimiento de aguas subterráneas deben establecerse en función con la profundidad a que se encuentra la capa freática desde la superficie contaminante, a las características hidrogeológicas y a la distancia que se encuentre de la captación el contaminante.

Si la capa freática se encuentra bien protegida, el radio de protección debe ser de al menos 30 m.

Si la capa freática se encuentra no muy bien protegida y existe una potencial infiltración, la zona de protección debe ser de al menos 50 m.

Cuando se emplee agua de infiltración, para consumo humano, el perímetro de protección inmediata, debe establecerse considerando el territorio circundante que debe existir entre el acuífero y la captación.

Cuando no exista la posibilidad de contaminación de las aguas subterráneas, el límite del perímetro de protección inmediata debe fijarse a una distancia mínima de 15 m a 20 m.

**4.3.22** Los límites del perímetro de aproximación a la zona de protección sanitaria deben establecerse a partir de las condiciones sanitarias e hidrogeológicas existentes y a los cálculos respectivos. Para esto, se debe considerar las condiciones de alimentación de la capa acuífera, así como también, las posibilidades y condiciones de contaminación de los niveles utilizados como fuentes de abastecimiento, si estos están conectados con aguas superficiales u otros acuíferos.

En el caso, en que los niveles freáticos se encuentren conectados con fuentes superficiales (ríos, lagos, etc.), la parte del acuífero que se alimenta desde esos horizontes, debe incluirse dentro de los límites del perímetro de aproximación.

**4.3.23** En la planificación de medidas de protección dentro de los límites del perímetro de aproximación se debe prever:

- La eliminación o reconstrucción de pozos que operan defectuosamente. El taponamiento de pozos defectuosos debe realizarse considerando obligatoriamente la restitución del nivel inicialmente protegido, bajo la vigilancia de un hidrogeólogo y un médico fisiólogo;

- La eliminación de pozos y galerías mineras que absorban el agua del acuífero considerado como fuente de abastecimiento. Se permitirá la excavación de nuevos pozos y galerías bajo el acuífero, si éstas no alteran las condiciones sanitarias e hidrogeológicas establecidas.

**4.3.24** Dentro del territorio de la zona de aproximación esta prohibido:

- Fincas ganaderas a menos de 300 m de distancia del perímetro de protección inmediata;
- Instalar establos y pasos de ganado a menos de 100 del perímetro de protección inmediata.

*(Continúa)*

**4.3.25** Los límites de la zona de protección sanitaria de las plataformas donde se ubican obras hidráulicas tales como desarenadores, tanques de presión, reservorios de almacenamiento de agua tratada, así como canales de conducción deben coincidir con el cerramiento de la plataforma y deben estar a la distancia de al menos 30 m de las paredes exteriores de las obras indicadas.

**4.3.26** La zona de protección sanitaria del territorio ocupado por la planta de tratamiento debe ser definida por un especialista.

Con relación a las bodegas de cloro, ubicadas dentro del área de la planta de tratamiento de agua, se debe especificar muy claramente, las distancias mínimas a las que deben estar de los edificios de la planta.

**4.3.27** La zona de protección sanitaria para tuberías que cruzan territorios despoblados consiste en una franja de protección a cada lado del eje de la línea, de:

- 10 m de ancho para tuberías de hasta 1 000 mm de diámetro y 20 m para tuberías de diámetros mayores, si no hay aguas subterráneas ni flujo desde la tubería;

- No menos de 50 m si hay flujo de aguas subterráneas en dirección a la tubería, independientemente del diámetro de la misma;

Está permitido disminuir el ancho de la franja de protección para tuberías que cruzan lugares poblados.

**4.3.28** Está prohibido la instalación de tuberías de agua potable en sitios susceptibles a deslizamientos, así como en lugares ocupados por letrinas, lagunas de oxidación, cementerios, campos de riego que utilizan aguas residuales, camales, establos y complejos industriales.

**4.3.29** Los retretes, fosas sépticas, depósitos de abonos, receptores de basura, etc., ubicados a menos de 20 m de la línea de conducción más cercana, deben ser trasladados a otro lugar.

## 4.4 Geología y Geotecnia

**4.4.1** En el diseño de obras hidráulicas de regulación, captación y conducción de agua, se debe conocer las características geológico-geotécnicas de los terrenos de la cimentación. Este conocimiento debe estar encaminado a la obtención de los datos relativos a la estabilidad, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos y rocas.

Se debe evitar los terrenos con problemas de esta naturaleza y cuando esto no sea factible se estudiará la posibilidad de eliminación parcial o total de estos problemas, mediante el mejoramiento de las características mecánicas de los terrenos.

**4.4.2** En el diseño de las obras hidráulicas se debe garantizar la estabilidad, seguridad, durabilidad y economía de la operación de las mismas, para lo cual se debe realizar:

- La evaluación geológico-geotécnica del sitio;
- La evaluación de la capacidad portante de la cimentación;
- La evaluación de la estabilidad de los taludes naturales y artificiales;
- La determinación de los desplazamientos que tendrá la estructura como consecuencia de las deformaciones de la cimentación;
- La determinación de los esfuerzos en el contacto cimentación estructura;
- Evaluación de la resistencia de la cimentación a las fuerzas de filtración, subpresión y caudales de filtración;
- La determinación de las medidas de tratamiento de la cimentación, que permitan mejorar la capacidad portante de los terrenos, la posibilidad de disminuir los desplazamientos y los caudales de filtración a través de la cimentación.

*(Continúa)*

**4.4.3** Antes de iniciar las investigaciones geológico geotécnicas se debe hacer:

- El examen de las características principales del proyecto;
- La visita detallada de los lugares;
- La consulta de documentos, planos e informes existentes sobre el sitio.

Luego de cumplir con estas actividades, se debe preparar el programa de reconocimiento adaptado al lugar.

**4.4.4** El diseño de los cimientos de las obras hidráulicas debe hacerse en base a los resultados de las investigaciones geológico-geotécnicas que deben incluir:

- Mapeo geológico y geotécnico de las áreas de implantación de las estructuras hidráulicas, en base a la fotointerpretación de pares estereoscópicos seguida del respectivo chequeo de campo. Los mapas deben incluir:

a) Datos generales, relativos a la red de drenaje, vegetación, accesos, etc.;

b) Datos morfométricos, relativos a las pendientes, ancho y profundidad de los cauces y forma de los valles;

c) Datos morfográficos, relativos a la forma de la superficie del terreno y sus orígenes, indicando la ubicación de paredes rocosas, escombros, conos de deyección, terrazas, rellenos artificiales, áreas de erosión y áreas de acumulación;

d) Datos estructurales, señalando la ubicación de las fallas regionales principales y otras discontinuidades como diaclasamientos, estratificación, contactos, indicando sus rasgos y extensión; plegamientos, indicando anticlinales y sinclinales;

e) Datos geológico y geotécnicos de los materiales rocosos, con el fin de definir la estructura del macizo;

f) Información sobre deslizamientos, señalando su posición, origen, tipo y magnitud;

  - Prospección geofísica, mediante sísmica de refracción, para medir el espesor de las capas alteradas y de los suelos y rocas de cobertura; y, de resistividad eléctrica, con la cual se puede revelar la posición del nivel freático y hacer la evaluación de la corrosividad de los terrenos. Estos métodos asociados a una campaña de sondeos permiten hacer interpolaciones entre sondeos y extrapolaciones más allá de la zona reconocida con sondeos.

  - Excavación de pozos y trincheras, para el reconocimiento de los estratos superficiales del terreno y toma de muestras para la realización de ensayos de laboratorio;

  - Excavación de galerías de reconocimiento con el fin de precisar la naturaleza y orientación de los elementos estructurales del macizo rocoso. En su interior se pueden realizar ensayos geomecánicos in situ y posteriormente ser utilizadas como galerías de drenaje o de inyección durante la construcción;

  - Pozos de reconocimiento, que se utilizan con los mismos fines que las galerías, cuando éstas no son convenientes;

  - Sondeos mecánicos con recuperación de testigos que permiten conocer la orientación de los accidentes geológicos, la estructura de los terrenos, la litología, la alteración, la fracturación, RQD (índice de calidad de la roca), posición del nivel freático y la permeabilidad, además se puede aprovechar para la toma de muestras;

*(Continúa)*

- Pruebas y ensayos in situ y en laboratorio para definir las características mecánicas cuantitativas de los terrenos de cimentación (SPT, PLT, SVT, etc).

**4.4.5** La clasificación de los terrenos de cimentación debe hacerse a partir de criterios geológico y geotécnicos.

Por la naturaleza y origen geológicos de la cimentación, los terrenos se clasifican en:

- Terrenos rocosos, que incluyen las formaciones volcánicas (granitos, dioritas, andesitas, porfiritas, etc.), metamórficas (gneis, cuarcita, esquistos cristalinos, mármol, etc.) y sedimentarias (calizas, dolomitas, areniscas, etc.);

- Terrenos semirocosos - sedimentarios (lutitas, filitas, conglomerados, tiza, margas, tobas, yeso, etc.);

- Terrenos sueltos, que incluyen los depósitos aluviales, de terraza, de escombros y residuales.

Para los terrenos sueltos se debe hacer una clasificación geotécnica antes que geológica, por cuanto estos terrenos están en el campo de la mecánica de suelos, aunque las propiedades particulares de las lateritas, turbas y loes tienen un origen geológico.

De acuerdo a la clasificación del United States Bureau of Reclamation (USBR) los suelos se deben agrupar en:

- Arenas y gravas,
- Limos y limo arenosos,
- Arcillas, y
- Fangos

**4.4.6** Las características físico mecánicas de los terrenos deben establecerse en base a los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio.

Se considerarán como valores representativos a los obtenidos en base al análisis estadístico de resultados de las investigaciones realizadas. Se utilizarán valores medios estadísticos y se comprobará la desviación estándar de los resultados obtenidos.

Los valores de cálculo de las distintas características físico-mecánicas de los suelos, deben incluir los coeficientes de seguridad de los terrenos.

Los valores de tg $\varphi$ (ángulo de fricción interna) y C (cohesión) también deben ser determinados mediante métodos de procesamiento estadístico de resultados de ensayos de laboratorio.

**4.4.7** Para el diseño de obras hidráulicas en cimentaciones rocosas, se debe determinar algunas características especiales de los materiales de la cimentación, tales como:

- Coeficiente de permeabilidad;
- Gradientes y velocidades críticas de filtración;
- Contenido de sales solubles y materia orgánica;
- Juegos de fracturas y diaclasas con orientación e inclinación;
- Indice de fracturación, ancho de las discontinuidades y de las paredes;
- Características del material de relleno de las fisuras;
- Velocidades de propagación de ondas longitudinales y transversales en el macizo rocoso.

**4.4.8** Las muestras de materiales no rocosos, extraídas de pozos, trincheras y sondeos, deben ser sometidas a tres categorías de ensayos de laboratorio:

*(Continúa)*

- Ensayos de identificación (sobre muestras inalteradas y remoldeadas);
- Ensayos de compresibilidad y permeabilidad (sobre muestras inalteradas y remodeladas);
- Ensayos de resistencia (sobre muestras inalteradas).

**4.4.9** Los ensayos de identificación deben utilizarse en los terrenos no rocosos, y deben usarse para determinar algunas características mecánicas de los suelos, mediante el uso de ciertos parámetros y correlaciones obtenidas en los ensayos.

El tipo de ensayos y su utilidad se describe en forma somera a continuación.

**a) Granulometría**

La clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) fija los límites de los diferentes tipos de materiales, para lo cual es importante conocer la proporción de gravas, arenas, limos y arcillas contenidas en la muestra. A partir de esto se puede:

- Determinar el diámetro efectivo de la muestra $D_{10}$, lo que permite formarse una primera idea sobre la permeabilidad;
- Los diámetros $D_{15}$, $D_{50}$, $D_{85}$, son particularmente útiles en el diseño de filtros;
- Los diámetros $D_{10}$, $D_{30}$ y $D_{40}$, son de utilidad para caracterizar la gradación de los suelos. A partir de estos valores se debe calcular los coeficientes de uniformidad y de curvatura.

**b) Humedad natural**

Para el estudio del comportamiento de los suelos bajo carga es indispensable conocer el contenido de agua del suelo in situ. Es importante señalar que la humedad natural varía en función de la posición de la napa freática, razón por la cual estas determinaciones deben hacerse para diferentes períodos del año y a diferentes profundidades.

**c) Límites de Atterberg**

Caracterizan el estado de los suelos de acuerdo a su contenido de agua. A partir de los límites de Atterberg se puede obtener cierto tipo de información, como por ejemplo la clasificación de los suelos según Casagrande, y otros datos como compresibilidad y resistencia, utilizando correlaciones empíricas.

**d) Porosidad**

Para suelos gravo-arenosos, ésta es una característica del estado de la estructura del suelo. Algunos autores dan curvas que correlacionan la porosidad con la permeabilidad y el ángulo de fricción interna.

**e) Peso específico**

Da una idea sobre la resistencia mecánica del material. Los suelos con peso específico bajo, presentan una baja resistencia mecánica y una perennidad mediocre (rocas alteradas).

**f) Peso volumétrico húmedo, peso volumétrico seco, densidad relativa**

A partir de estos valores se puede obtener una información cualitativa de la resistencia del suelo. Así, los suelos sueltos, tienen baja densidad, mientras que los suelos densos, tienen un peso volumétrico y resistencia mayores.

**g) Identificación mineralógica**

Para analizar los minerales constitutivos de las fracciones inferiores a 2 micrones, es necesario recurrir a técnicas que incluyen: rayos X, análisis térmicodiferencial, análisis químico y microscópico.

*(Continúa)*

Estos análisis permiten definir los minerales arcillosos, que pueden estar en relación más o menos directa, con ciertas características mecánicas. Estos ensayos son facultativos.

**h) Dispersividad**

La dispersividad de ciertas partículas arcillosas en el agua intersticial, caracteriza el fenómeno de la erosión interna de los suelos, a escala microscópica. Depende de la naturaleza mineralógica de las arcillas, del pH, de la naturaleza química del agua de saturación, etc.

La susceptibilidad de las arcillas a la dispersión puede ser determinada por los siguientes ensayos:

- Pinhole test;
- Análisis químico;
- Crumb test;
- Análisis sedimentométrico normal con defloculantes.

Este análisis es necesario para la planificación de rellenos con materiales arcillosos.

**4.4.10** Para determinar las características de resistencia de los suelos a la rotura, se pueden hacer los siguientes ensayos:

- el ensayo de corte directo,
- el ensayo de compresión simple, y
- los ensayos de compresión triaxial.

El campo de utilización de estos ensayos, su tipo y parámetros característicos, obtenidos para diferentes estados de consolidación, se da a continuación:

- **Compresión simple**. Se utiliza para cálculos preliminares de suelos puramente cohesivos (arcillas saturadas, suelos blandos y fangos). El parámetro obtenido es Cu. Se utiliza también para la determinación de la resistencia de las rocas.

- **Corte directo**. Este ensayo es de proceso lento, se utiliza para la medición de las características de cohesión aparente (C′) y ángulo de fricción aparente (φ′) de arenas y arenas limosas permeables, que no permiten una fácil confección de muestras para pruebas triaxiales. El proceso de ensayo tiene que ser lento, a fin de obtener una disipación de las presiones intersticiales y facilitar la medición de las características residuales.

En el caso de suelos finos el ensayo de corte directo da una cohesión superior a la obtenida mediante pruebas triaxiales.

- **Compresión triaxial.**

**a) Prueba rápida UU**.- Este ensayo es recomendable en suelos cohesivos saturados, especialmente en los casos en que los ensayos de campo (veleta), han resultado inaplicables (Cu>0.1MPa). En el caso de suelos no saturados el empleo de esta prueba permite determinar el valor de la cohesión y del ángulo de fricción interna aparentes.

**b) Prueba rápida consolidada CU.**- Este ensayo se recomienda cuando es necesario medir las presiones intersticiales. Permite además, el cálculo de esfuerzos efectivos y totales de especímenes de suelos cohesivos saturados.

**c) Prueba lenta CD**.- Este ensayo es esencialmente útil para verificar las características efectivas en complemento de CU.

*(Continúa)*

**4.4.11** Para determinar la importancia y magnitud de los asentamientos que pueden producirse en las cimentaciones y en los rellenos sometidos a cargas se deben realizar ensayos edométricos. Estos ensayos permiten medir las deformaciones de una muestra de suelo sometida a una carga constante, con deformaciones laterales nulas y drenaje de arriba y de abajo.

**4.4.12** Para determinar el comportamiento de los suelos a la compactación, es necesario realizar ensayos Proctor, a fin de estudiar la influencia del contenido de agua en el suelo sobre el peso volumétrico seco de una muestra, sometida a una energía de compactación determinada.

Existen dos modalidades de ensayo conocidas como Proctor Estándar y Proctor Modificado, y que se diferencian entre si por la energía de compactación aplicada a la muestra.

Estos ensayos se hacen generalmente con materiales de las zonas de préstamo y permiten establecer las especificaciones técnicas para la compactación de los suelos.

**4.4.13** En los cálculos dinámicos de las cimentaciones es importante conocer los siguientes parámetros:

- Módulos dinámicos (módulo de Young, de cizallamiento, volumétrico y edométrico);
- El coeficiente de Poisson;
- El coeficiente de amortiguamiento;
- Los parámetros de licuefacción (esfuerzos cíclicos cortantes, deformaciones cíclicas, presiones intersticiales);
- La resistencia al corte, para un rango de amplitudes y deformaciones comprendidas entre $10^{-4}$ % (vibraciones de máquinas) hasta 1% (vibraciones producidas por explosiones localizadas a corta distancia), y amplitudes de $10^{-1}$ %, característica de movimientos sísmicos muy fuertes.

De los numerosos ensayos que existen para simular el comportamiento dinámico de los suelos, los más asequibles son: el triaxial dinámico y el ensayo de corte directo, que simulan, teóricamente, las condiciones de carga de los elementos del suelo sometidos a un sismo.

**4.4.14** Los ensayos in situ deben realizarse para el estudio de la variabilidad de los terrenos de la cimentación, de las distintas obras hidráulicas, especialmente en aquellos lugares, donde la homogeneidad del terreno permite hacer extrapolaciones.

Las medidas de permeabilidad se deben hacer, preferentemente, mediante ensayos in situ, así como la definición del tipo de tratamiento que se debe dar a las cimentaciones, para controlar las filtraciones.

Para el estudio de deformaciones del terreno de la cimentación a largo plazo (consolidación de terrenos arcillosos), los resultados de los ensayos in situ deben tomarse con precaución, no así los realizados en terrenos pulverulentos poco cohesivos.

**4.4.15** Cuando se planifiquen sondeos destructivos, en estos se debe procurar realizar las siguientes mediciones:

- Registro de los parámetros de la perforación;
- Medición de algunos datos tales como: avance instantáneo del barreno de perforación, presión del fluido de perforación (agua o lodo), momento aplicado al barreno, y la presión sobre el barreno;
- Ensayos presiométricos.

En suelos sueltos, es posible medir las deformaciones del terreno in situ, mediante la utilización de presiómetros que miden la presión horizontal y las deformaciones en el fondo y las paredes del sondeo.

**4.4.16** Cuando se desee conocer el módulo de deformación del terreno E (módulo presiométrico) y la presión límite, correspondiente a la resistencia límite del terreno, se debe realizar, en los sondeos destructivos, ensayos presiométricos.

*(Continúa)*

**4.4.17** Cuando se desee medir la resistencia del suelo al hundimiento de un barreno sujeto a un martilleo lento y continuo, se debe realizar el ensayo de penetración estática.

Los parámetros medidos en el curso del hundimiento son: el esfuerzo en la punta y los esfuerzos totales, que permiten, por diferencia, obtener los esfuerzos laterales.

La variación de los esfuerzos en función de la profundidad, permiten trazar los diagramas de penetración.

Con el ensayo de penetración estática se debe:

- Reconocer la heterogeneidad de los terrenos y el espesor de la distintas capas;
- Hacer una evaluación cualitativa de la naturaleza de los suelos, a partir de la resistencia a la penetración de la punta y de los esfuerzos totales;
- Determinar la cohesión de suelos puramente cohesivos.

**4.4.18** El ensayo de penetración dinámica debe realizarse con el objeto de reconocer la susceptibilidad de los suelos de la cimentación a la licuefacción.

El ensayo de penetración dinámica permite definir:

- La homogeneidad del sitio (por comparación de curvas de hincamiento) y la posición de las capas duras;
- La cota del substrato (control de rechazo absoluto) bajo gruesas capas de suelo compresibles;
- Apreciar la compacidad de los suelos pulverulentos.

El ensayo de penetración estándar debe usarse para estudios de licuefacción de suelos, según las recomendaciones dadas en la literatura especializada.

**4.4.19** Para la medición de las características dinámicas de los terrenos de cimentación de obras hidráulicas, se debe utilizar métodos de:

- Refracción sísmica, que permite estudiar grandes superficies, aunque sus resultados tienen un valor relativo si no están correlacionados con una o más perforaciones;

- Método de cross hole, recomendable para la medición de propagación de ondas entre dos sondeos y determinación del módulo de cizallamiento in situ;

- Método de down hole, recomendable para la medición de velocidades de propagación de ondas longitudinales y transversales en las proximidades del sondeo. Se puede detectar capas escondidas y sus resultados son más confiables que los del cross hole.

**4.4.20** La medición de la permeabilidad de los terrenos de la cimentación de las obras hidráulicas, se debe determinar mediante ensayos in situ y en laboratorio.

Las pruebas de permeabilidad Lugeon se deben realizar en rocas firmes o poco fracturadas, procurando que la presión de inyección no abra las fisuras y cambie la conductividad hidráulica del macizo rocoso.

Las pruebas de permeabilidad Lefranc se deben llevar a cabo en depósitos aluviales, coluviales y rocas muy fracturadas, con mediciones continuas, en tramos de longitud L. Las mediciones del caudal de filtración se deben hacer una vez que se estabilice el flujo en el tramo.

Los valores normativos del coeficiente de permeabilidad deben determinarse como el valor medio aritmético de los resultados de los ensayos de laboratorio y pruebas in situ, realizadas en idénticas condiciones.

*(Continúa)*

**4.4.21** Los valores medios de cálculo de los gradientes críticos de filtración se deben asumir de acuerdo con la siguiente tabla.

**Tabla 7. Gradientes críticos de filtración**

| TIPO DE SUELO DE LA CIMENTACIÓN | VALOR MEDIO DE CALCULO DEL GRADIENTE CRITICO DE FILTRACIÓN $I_k$ |
|---|---|
| Arcilloso | 1,2 |
| Limoso | 0,45 |
| **Arenas:** | |
| Gruesas | 0,45 |
| Medianas | 0,38 |
| Finas | 0,29 |

Los gradientes críticos de salida, en suelos con problemas de tubificación, deben determinarse en base a modelos físicos o investigaciones de campo. En condiciones de suelos no susceptibles a estos problemas, los gradientes críticos de salida se pueden asumir iguales a 0,3 y hasta 0,4, cuando se ha previsto sistemas de drenaje

**4.4.22** En el caso de fundaciones rocosas se deben realizar la prueba de placas que expresa la relación entre los esfuerzos, los desplazamientos, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Se debe tener cuidado en la interpretación de la prueba, por cuanto la ecuación de Boussinesq, utilizada para el efecto, es válida para un medio elástico continuo, lo que en el caso de un macizo rocoso discontinuo conducirá a errores de interpretación, relacionados con problemas de escala.

En la interpretación de esta prueba se deben hacer correlaciones con otras propiedades tales como: tipo de fracturación y comportamiento mecánico de las fracturas.

**4.4.23** En ciertas circunstancias geológicas puede ser muy importante conocer las tensiones de origen tectónico que gobiernan al macizo rocoso, antes de aplicar una nueva carga sobre su cimentación.

El método de medición de las tensiones más empleado es el ensayo con gato plano, ubicado en una grieta que se corta en la roca y la puesta en presión a fin de recobrar las lecturas iniciales del juego de deformaciones existentes antes de la formación de la grieta.

**4.4.24** En el estudio del comportamiento de las cimentaciones rocosas se debe considerar que la mayoría de los desplazamientos se producen en las superficies de las discontinuidades geológicas, tales como juntas, fracturas y diaclasas.

La resistencia al corte de las superficies rocosas depende de la rugosidad de las paredes de la junta o fractura, del material de relleno y de la imbricación. Estos factores deben ser analizados durante el mapeo de los afloramientos y verificados mediante ensayos de campo y laboratorio.

**4.4.25** El tipo y número de ensayos no puede ser normalizado y esto se debe definir para cada proyecto, considerando:

*(Continúa)*

- El nivel del estudio;
- La importancia de las obras;
- El tipo y variabilidad de los materiales de la cimentación;
- La disponibilidad de equipos y medios para los reconocimientos.

**4.4.26** En general se deben diferenciar dos fases de reconocimientos:

- una fase de reconocimientos, preliminares, correspondientes a estudios de factibilidad;
- una fase de reconocimientos detallados, correspondientes a diseños definitivos.

**4.4.27** Los reconocimientos preliminares deben abarcar aspectos relacionados con el conocimiento general de las condiciones geológico-geotécnicas de los sitios.

Los medios de reconocimiento de las cimentaciones para estudios de factibilidad se indican en la tabla .8.

**4.4.28** Para los diseños definitivos de las obras hidráulicas los reconocimientos deben abarcar lo indicado en la tabla V.9.

**4.4.29** Como parte de las investigaciones geológico geotécnicas se debe realizar el estudio de minas y canteras de materiales de construcción, el mismo que debe determinar las características cualitativas y cuantitativas de las mismas.

**4.4.30** Para la evaluación de las reservas de las minas y canteras de materiales de construcción se debe realizar trabajos de prospección, que incluyan, la excavación de pozos, calicatas y trincheras.

Cuando se necesite justificar la homogeneidad de una mina o cantera, se emplearán métodos de prospección, tales como sísmica de refracción y el uso de sondeos mecánicos someros.

La evaluación cualitativa de la mina o cantera, deberá justificarse mediante la toma de muestras y ensayos de laboratorio como los descritos en los numerales 4.4.9 a 4.4.12.

El estudio de los materiales destinados a la preparación de hormigones, deberá incluir: ensayos de granulometría, peso volumétrico húmedo, peso volumétrico seco y densidad relativa, contenido de materia orgánica, desgaste a los sulfatos y abrasión.

**4.4.31** El tipo y número de ensayos de materiales de construcción, se determinará para cada proyecto, en función al grado de conocimiento que se tenga de la zona y a la magnitud de las obras.

**4.4.32** Las normas para la realización de los diferentes ensayos se asumirán según las NTE INEN vigentes. A falta de éstas se utilizará normas internacionales similares.

**4.4.33** Considerando que el Ecuador se encuentra sobre la Costa Occidental de América del Sur, la misma que constituye una de las regiones más sísmicas del mundo, dentro del marco de los estudios geológico geotécnicos, se debe incluir el análisis de los riesgos producidos por los movimientos sísmicos.

**4.4.34** La evaluación de los riesgos sísmicos debe basarse en investigaciones que permitan realizar una estimación de las características del esfuerzo sísmico, que deberá tomarse en cuenta, para el diseño de las distintas obras del proyecto de abastecimiento de agua potable.

**4.4.35** Antes de recolectar y analizar los datos sísmicos se debe fijar los límites de la zona de estudio, en base a dos tipos de investigaciones:

- Estudio regional de una zona, que se extienda sobre un radio de 100 km a 200 km alrededor del sitio, a fin de comprender los grandes rasgos sismotectónicos de la región.
- Estudio local, en un radio de una o varias decenas de Kilómetros alrededor del sitio, que permita determinar la naturaleza y localización de los accidentes sismo-tectónicos más cercanos.

*(Continúa)*

**4.4.36** En función de la categoría del proyecto de abastecimiento de agua potable la evaluación del riesgo sísmico debe basarse en los siguientes tipos de investigaciones:

- Estudios de sismicidad histórica;
- Análisis de los principales rasgos tectónicos de la región;
- Sismicidad instrumental, que consiste en instalar una red sismográfica ad hoc y registrar los micro sismos producidos en la región del proyecto.

**4.4.37** Para el diseño de obras hidráulicas de categoría I, la sismicidad del área de construcción debe ser precisada en base a investigaciones especiales, que incluyen:

- El estudio del régimen de sismicidad del área de construcción y la obtención de datos para los cálculos dinámicos de las estructuras, sus cimientos y el diseño de medidas antisísmicas;

- Esclarecimiento de posibles zonas de falla en las cimentaciones y evaluación de su incidencia;

- Esclarecimiento de otras formas de riesgo sísmico, como por ejemplo, la posibilidad de deslizamientos de suelos y rocas hacia el embalse o directamente sobre las mismas estructuras;

- Determinación de deformaciones y características de resistencia dinámicas de los materiales de construcción y de los cimientos, considerando su posible variación por efecto de la saturación;

- Estimación de las posibles variaciones de la sismicidad del área de construcción después del llenado del embalse.

**4.4.38** Para el diseño de proyectos de abastecimiento de agua potable de categoría I, se debe obligatoriamente realizar estudios de sismicidad histórica de la región, a fin de obtener informaciones que permitan contar con un inventario de sismos ocurridos en el pasado, sean estos destructivos o no. Los estudios de sismicidad instrumental deberán implementarse siempre y cuando, la información obtenida por los estudios de sismicidad histórica, no permita una evaluación correcta de los riesgos, y cuando la zona de implantación de estructuras principales, esté ubicada sobre y/o en la proximidad de fallas activas.

**4.4.39** El inventario de los sismos más importantes debe proporcionar datos sobre la localización, intensidad y efectos destructivos en las construcciones y los suelos; además, se debe proporcionar informaciones relativas a efectos secundarios, asociados con deslizamientos del terreno, fenómenos de licuefacción y cizallamiento, ocurridos en las proximidades del proyecto.

**4.4.40** Para el pronóstico de las solicitaciones sísmicas se deben utilizar métodos estadísticos, por cuanto los movimientos sísmicos constituyen acontecimientos aleatorios y procesos no estacionarios, también aleatorios.

En todo caso, las características del sismo deben ser determinadas en base a los cálculos de probabilidad de ocurrencia P, para un período de retorno T.

El primer paso para el pronóstico estadístico del fenómeno sísmico consistirá en elegir el período de retorno, considerando la categoría de la estructura.

Como paso siguiente, se debe determinar, en base a datos estadísticos y a la generalización de datos instrumentales, el conjunto de solicitaciones consideradas como las más peligrosas para la estructura, correspondientes a la probabilidad dada.

**4.4.41** Los estudios de sismicidad deben proporcionar datos relativos al espectro de respuesta del sismo, a las características de tiempo de duración de las oscilaciones, y un conjunto de acelerogramas, velocigramas y sismogramas, que sirvan de base para los cálculos de estabilidad y resistencia de las distintas estructuras.

*(Continúa)*

**4.4.42** Se debe analizar los riesgos volcánicos en la sierra y el oriente, especialmente en las zonas potencialmente expuestas a erupciones volcánicas, corrientes de glaciares y lahares que permitan diseñar estructuras adecuadas y suficientemente resistentes.

**Tabla 8. Medios de reconocimiento de las cimentaciones**

| **INVESTIGACIÓN** | **MEDIOS DE RESOLUCIÓN** | |
|---|---|---|
| | **RECOMENDADOS** | **POSIBLES** |
| Identificación geológica | Mapeo geológico sobre mapas esc. 1:10 000<br>Excavación de pozos y trincheras. | Sondeos con recuperación de testigos. |
| Reconocimiento de las estructuras geológicas rocosas. | Revisión de cartas geológicas existentes.<br>Fotointerpretación<br>Mapeo de afloramientos.<br><br>Trincheras de reconocimientos.<br>Sondeos con recuperación de testigos. | |
| Identificación geotécnica de cimentaciones no rocosas | Excavación de pozos y trincheras con obtención de muestras alteradas.<br><br>Ensayos de laboratorio<br>Identificación (granulo metría, dispersividad).<br>Correlaciones mecánicas<br>Indice plástico-Indice de fluidez (IP-F)<br>Número de golpes-Contenido de agua (Cc-WL) | Sondeos con recuperación de testigos. |
| Identificación geotécnica de las estructuras geológicas | Representación gráfica de la estructura geológica en escala 1:10 0000<br>Localización de accidentes mayores.<br>Preparación de digramas polares.<br>Indice de fracturación<br>Pruebas de permeabilidad. | |
| Geometría | Geofísica (sísmica y eléctrica) verificada con sondeos mecánicos. | Ensayos in situ (penetrómetro, presiometro y veleta), según los problemas detectados. |

*(Continúa)*

**Tabla 9. Medios de reconocimiento para diseños definitivos**

| INVESTIGACIÓN | MEDIOS DE RECONOCIMIENTO RECOMENDADOS | POSIBLES |
|---|---|---|
| Identificación geológica | Mapeo geológico sobre mapas a escala 1:2 000 ó menores. Sondeos con recuperación de testigos, excavación de pozos y trincheras. | Excavación de galerías |
| Homogeneidad | Penetrómetro y presiómetro Sondeos mecánicos con registro de parámetros y ensayos in situ. Sísmica de refracción y correlación con sondeos. | |
| Identificación geotécnica detallada. | Toma de muestras alteradas de pozos y trincheras Ensayos de laboratorio: | Ensayos Cross hole y Down hole |
| Identificación | Análisis mineralógico Análisis químico Dispersividad. Relación de vacíos ($e_{max}$ y $e_{min}$) en terrenos susceptibles y licuefacción. Peso específico Toma de muestras inalteradas de pozos, trincheras y sondeos. Ensayos de laboratorio: Densidad seca | |
| | Humedad natural Porosidad Proctor | |
| | Excavación de pozos de reconocimiento y mapeo de paredes. Sondeos con recuperación de testigos. Espaciamiento de las capas. Espaciamiento de las fracturas Ensayos de compresión simple. | Excavación de galerías de reconocimiento y mapeo de Paredes. |
| | Pruebas de permeabilidad. Clasificación del macizo rocoso. | |

*(Continúa)*

**Tabla 9. Medios de reconocimiento para diseños definitivos (continuación)**

| | | |
|---|---|---|
| Resistencia | Arenas (licuefacción y desmoronamiento.<br>Penetrómetro estático.<br>Penetrómetro dinámico.<br>S.P.T.<br>Densidad relativa<br>Triaxial dinámico | Ensayos de Laboratorio sobre muestras inalteradas. |
| | Limos y arenas limosas (licuefacción y desmoronamiento)<br>Penetración S.P.T., correlaciones con muestras inalteradas y ensayos de laboratorio (densidad relativa, triaxial dinámico). | |
| | Arcillas (resistencia a mediano plazo)<br>Presiómetro<br>Veleta<br>Ensayos de resistencia a la compresión simple sobre muestras inalteradas. | Penetrómetro<br>Ensayos de corte directo (compresión simple y triaxial UU) |
| | Arcilla normalmente consolidada (resiste tencia a largo plazo) inalterables y triaxial. | Ensayos de corte directo sobre muestras |
| | Ensayos triaxiales CU en muestras inalteradas con medición de U | Correlación I.P. |
| | Arcillas subconsolidadas fisuradas (resis tencia a largo plazo) | Ensayos de corte sobre muestras inalteradas remoldeadas |
| | Ensayos triaxiales CU en muestras inalteradas con mediciones de U.<br>Ensayos triaxiales CD. | Correlaciones I.P. |
| | Rocas y conglomerados<br>Ensayo de resistencia a la compresión uniaxial | Ensayos de carga puntual<br>Ensayos de resistencia al corte de fracturas. |

*(Continúa)*

**Tabla 9. Medios de reconocimiento para diseños definitivos (Continuación)**

| | | |
|---|---|---|
| Compresibilidad Materiales Limo arcillosos | Toma de muestras inalteradas y ensayos edometricos. Diferentes casos de saturación, si se prevén posibles derrumbamientos de la estructura. | Correlación Cc-WL |
| Deformabilidad de las rocas | | Ensayos de las placas Ensayos de cargas de Prueba |
| Permeabilidad | Ensayos in situ Lugeón o Lefranc. | Ensayos de permeabilidad Radial en Laboratorio |

## 4.5 Hidrología

**4.5.1** Los estudios hidrológicos deben estar encaminados a la obtención de datos relativos a la ocurrencia, distribución y cuantificación de la disponibilidad de aguas superficiales, destinadas al abastecimiento de proyectos de agua potable. Además a la determinación de las crecientes que han de manejar las estructuras.

**4.5.2** Se debe dar preferencia a aquellas fuentes de abastecimiento que se encuentren a una distancia razonable de las poblaciones a servir con el proyecto, y que presenten buenas perspectivas en cuanto a disponibilidad de caudales y calidad de agua.

**4.5.3** Antes de iniciar la evaluación hidrológica de la fuente de abastecimiento seleccionada se debe recopilar todos los datos e informes que puedan ser de interés para la realización de los estudios, en lo referente a la disponibilidad hídrica de la cuenca seleccionada, para lo cual se debe recopilar:

- Datos de las características físicas de la cuenca de drenaje;
- Estudios, planos y proyectos ya elaborados;
- Datos cartográficos;
- Fotografías aéreas de la zona;
- Datos de niveles y caudales;
- Datos pluviométricos,
- Datos sedimentométricos.

**4.5.4** La identificación hecha sobre mapas o fotos aéreas debe ser complementada con visitas de reconocimiento de la cuenca, con el objeto de identificar las características topográficas de la misma, las características geológicas generales, el uso del suelo, la naturaleza de la cubierta vegetal, y estimar aproximadamente la intensidad del transporte sólido.

Deberán identificarse las obras hidráulicas ubicadas aguas arriba del sitio elegido para la captación, así como también las concesiones dadas por el CNRH; y evaluar su incidencia sobre el régimen hidrológico y la calidad del agua.

*(Continúa)*

Durante la inspección se deberá hacer entrevista a los moradores del lugar, a fin de obtener informaciones referentes al régimen del río en estiaje y en crecientes, especialmente datos relativos a niveles máximos y mínimos.

En las visitas se debe obtener informaciones relativas a la red de estaciones hidrométricas y pluviomé-tricas de interés para el proyecto a fin de evaluar la ubicación de las mismas, el tipo y la calidad de la instrumentación y de los procedimientos de recolección de información.

Se debe evaluar la confiabilidad de las mediciones y formular mejoras en los procedimientos de medición, si fuere del caso.

**4.5.5** Los datos recolectados así como los informes, planos y proyectos existentes deberán ser cuidadosamente analizados a fin de extraer de ellos la mayor cantidad de datos relevantes.

Se debe hacer el diagnóstico de la confiabilidad de los datos y definir series representativas de caudales en las estaciones hidrométricas consideradas de interés para el estudio.

La validez de los datos hidrométricos debe considerar aspectos relacionados con la definición de la curva de descarga, consistencia de los aforos, existencia de mediciones en aguas altas, adecuación de las mediciones en aguas bajas, muestreo de sedimentos, etc.

El análisis de la validez de los datos pluviométricos debe incluir la selección de las estaciones representativas, el estudio de la compatibilidad de los niveles anuales y mensuales de los registros de las distintas estaciones, el análisis de las lluvias máximas en 24 horas y de las lluvias de duración inferior al día.

**4.5.6** Los análisis de consistencia, las correlaciones y la extensión de series de caudales medios mensuales en el sitio de captación deberán hacerse en base a estaciones ubicadas en lugares próximos al proyecto.

A falta de datos suficientes, la extensión de la series mediante correlaciones, debe hacerse cuando el numero de observaciones simultáneas sea mayor o igual a 10, y la correlación será satisfactoria cuando el coeficiente sea mayor o igual a 0,.7. La correlación deberá realizarse para cada mes del año por separado, con el objeto de que los resultados sean satisfactorios

En el caso de no existir información hidrométrica en la cuenca seleccionada deberán ser analizados los datos de las cuencas vecinas, y en ausencia de éstas se deberán analizar datos de carácter regional, a fin de identificar los años y períodos críticos de estiaje y de crecientes.

Se consideran cuencas análogas aquellas que tienen similares características físico-geográficas ( clima, suelo, área, altitud, vegetación, hidrogeología, etc).

**4.5.7** La metodología a ser desarrollada para cada proyecto específico dependerá del tipo, cantidad y calidad de la información disponible en la zona del estudio, y deberá ser formulada por el especialista encargado de los estudios hidrológicos.

**4.5.8** En los lugares donde se disponga de series de registros largas y consistentes se deberá desarrollar el estudio de distribución probabilística de caudales medios mensuales y medios diarios para definir los caudales de estiaje anuales y los caudales de estiaje excepcionales.

Se considera estiaje anual al caudal que representa el mínimo minimórum de un determinado año (hidroló-gico ); y estiaje excepcional o absoluto a aquél que representa el mínimo valor conocido de una serie de varios años.

*(Continúa)*

Se deberá analizar cuidadosamente si los caudales de estiaje registrados han sido o no influenciados por intervenciones humanas aguas arriba del sitio de medición, en cuyo caso se deberá hacer las correcciones del caso a fin de establecer los caudales naturales de estiaje en el sitio.

**4.5.9** Para la determinación de los caudales de estiaje excepcionales, se debe considerar series con registros de caudales medios mensuales de por lo menos 25 años. El estudio hidrológico debe entregar la curva de duración general de caudales medios diarios de todo el período de observaciones a fin de establecer los caudales normados en la tabla V.7. Cuando no existan observaciones permanentes de caudales diarios, la curva de duración será establecida en base a cuencas análogas y mediante modelos de simulación precipitación - escorrentía.

**4.5.10** Se considerará como caudal de diseño ($Q_d$), al caudal necesario para atender la demanda de agua, estimada para satisfacer las necesidades de una determinada comunidad, al final del período de diseño del proyecto. El caudal de diseño deberá compararse con el caudal de estiaje excepcional (ver Tabla V.7).

**4.5.11** Si el caudal de diseño ($Q_d$), es menor que el caudal de estiaje (ver Tabla V.7), la captación podrá ser hecha directamente desde el curso de agua, sin necesidad de obras de regulación.

**4.5.12** Si el caudal de diseño ($Q_d$), es mayor que el caudal de estiaje (ver Tabla V.7), pero menor que el caudal medio multianual ($Q_m$) del curso de agua seleccionado, se podrá utilizar dicho recurso considerando la construcción de un embalse de regulación.

El grado de regulación expresado por la relación $Q_d/Q_m$ indica el grado de utilización del recurso hídrico. Cuanto mayor sea el grado de regulación mayor será la exigencia de utilización de datos confiables y más larga la serie de caudales solicitada para el estudio de regulación.

El grado de regulación se establecerá considerando la garantía de abastecimiento según las características de los usuarios (ver Tabla V.1).

Para usuarios de categoría III, se podrá planificar pequeños reservorios de regulación quincenal o mensual.

**4.5.13** El dimensionamiento del volumen útil del embalse deberá ser determinado a partir del estudio del balance recursos-demanda-garantía de abastecimiento, o estudios de simulación de la operación del embalse, considerando la modulación de la demanda, las pérdidas por evaporación y las filtraciones desde el embalse.

La simulación de la operación del embalse deberá considerar series de caudales medios mensuales de por lo menos 25 años, y el valor del volumen útil así determinado deberá ser incrementado en un 25% por seguridad, cuando en el análisis se consideren períodos húmedos.

**4.5.14** Cuando la fuente de abastecimiento disponga de registros hidrométricos correspondientes a un corto período de observación, las series podrán ser extendidas a través de:

a) Correlaciones con estaciones hidrométricas situadas en cuencas colindantes o cercanas, que dispongan de períodos de registro de por lo menos 10 años;

b) Modelos de simulación para generación de caudales a partir de las lluvias que caen sobre la cuenca, para lo cual es necesario disponer de registros simultáneos de lluvias y caudales por un espacio de tiempo de al menos tres años.

**4.5.15** Una vez extendida la serie por los métodos arriba indicados, la determinación de los caudales de estiaje y medios multianuales, así como también el volumen útil del embalse se establecerá siguiendo el mismo procedimiento indicado en los numerales anteriores.

*(Continúa)*

**4.5.16** Dependiendo de la consistencia de los datos que se obtengan con los procedimientos indicados en 4.5.3 se recomienda reexaminar cuidadosamente los siguientes casos:

a) Cuando el caudal de diseño ($Q_d$) sea muy parecido al caudal de estiaje, en el orden del 10%, (ver Tabla 6.)

**4.5.17** Para la evaluación del potencial hídrico de las fuentes que no dispongan de registros hidrométricos es indispensable planificar y realizar observaciones durante un período no menor a un año.

A falta de información, para la evaluación del potencial hídrico, se usarán los estudios regionales del INAMHI, CNRH, MAG-PRONAREG, SAPYSB, etc., y se comprobará con el año de observaciones antes indicadas.

Las observaciones así obtenidas serán insuficientes para caracterizar el régimen hidrológico de la fuente, pudiendo únicamente hacerse una evaluación aproximada de las disponibilidades hídricas. Para el cálculo de la cantidad de lluvia los métodos a utilizarse podrán ser: estudios regionales, correlación múltiple o modelos precipitación- escorrentía.

Para la aplicación de correlaciones de caudales específicos es necesario analizar las características generales de las cuencas de drenaje que entran en la comparación. Por lo general los ríos con cuencas de drenaje con formas de relieves, de suelos, de vegetación y de regímenes meteorológicos comparables tienen caudales específicos muy similares.

**4.5.18** Cuando se confirme la inexistencia de registros hidrométricos en la cuenca seleccionada y exista la imposibilidad de realizar este tipo de mediciones, el diseñador deberá buscar todos los datos disponibles (hidrométricos y pluviométricos) en las cuencas disponibles a fin de mejorar la evaluación de los registros hídricos de la fuente seleccionada.

En estos casos es necesario estimar los caudales mínimos de estiaje por varios métodos, que incluyan correlaciones, estimaciones a partir de caudales específicos y generación de caudales a partir de lluvias que caen sobre la cuenca.

**4.5.19** Cuando se necesite estimar caudales en cuencas de drenaje de zonas áridas y semiáridas, se debe prestar especial atención a los procedimientos empleados para la generación de caudales, considerando la extrema variabilidad de los procesos hidrológicos en dichas regiones.

**4.5.20** En los casos en que la fuente de abastecimiento seleccionada sea intermitente, su utilización debe estar asociada a la formación de un embalse de regulación.

**4.5.21** Los caudales de las fuentes de abastecimiento dependen de la variación territorial de las precipitaciones y de otras condiciones fisiográficas determinantes del régimen hidrológico.

Considerando que el régimen hidrológico depende básicamente de las precipitaciones, se debe estudiar el régimen pluviométrico de la cuenca de drenaje, para a partir de estos datos determinar la escorrentía superficial de la fuente de abastecimiento.

**4.5.22** Para el estudio de las características climáticas de la zona del proyecto se debe utilizar la información proporcionada por la red de estaciones meteorológicas operadas por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) y de otros organismos nacionales y regionales. La información debe ser actualizada y certificada por el INAMHI.

**4.5.23** Se debe determinar el caudal máximo, el volumen y la frecuencia de las crecientes, a fin de evaluar los efectos destructivos de éstas y planificar medidas de diseño adecuadas a esta eventualidad.

*(Continúa)*

**4.5.24** Para los estudios de las obras hidráulicas de proyectos de abastecimientos de agua para consumo humano se procurará caracterizar las crecientes por la totalidad o parte de los siguientes parámetros:

- Caudal máximo instantáneo (o en su defecto el caudal medio diario máximo);

- Duración de la creciente (y de sus características: tiempo de concentración, tiempo básico, tiempo de retardo, etc.);

- Volumen total escurrido;

- Hidrograma de la creciente dado por el limnígrafo o trazado a partir de observaciones continuas;

- Niveles alcanzados en el sitio deseado, para lo cual se tomarán perfiles transversales en escalas no distorsionadas.

**4.5.25** El período de retorno y la probabilidad de ocurrencia de las crecientes debe establecerse considerando la categoría de las obras, las características hidrológicas de la cuenca de drenaje y los posibles daños provocados por la evacuación de la creciente aguas abajo de las obras de infraestructura previstas.

**4.5.26** En el estudio de crecientes hay que considerar que la altura de los niveles de agua y los caudales varían constantemente, en función de un número considerable de elementos variables en el espacio, en el tiempo y en toda la extensión de la cuenca.

Los parámetros que intervienen en el fenómeno y que deben ser analizados son los siguientes:

- La distribución e intensidad de las lluvias,
- La distribución de las temperaturas y los vientos;
- El estado de follaje, de los pastos y cultivos;
- El grado de humedecimiento, infiltración y retención de los suelos;
- La posición de las capas freáticas, de los niveles de agua en los lagos y embalses;
- La posición de las compuertas de las presas, esclusas y de otras obras de defensa contra las inundaciones, ubicadas aguas arriba del sitio de captación previsto.

**4.5.27** Se debe caracterizar el fenómeno de las crecientes aún en el caso de disponer de un limitado número de datos, dando énfasis a la utilización de datos referentes a la intensidad de las precipitaciones, duración, extensión y sucesión cercana de aguaceros.

En pequeñas cuencas de montaña, donde el tiempo de concentración es corto se deben usar valores de intensidad de lluvias horarias o menores

En cuencas mayores y de ríos de llanura, donde el tiempo de concentración es más largo se debe considerar las lluvias máximas de 24 horas.

**4.5.28** Si en la zona de estudio existen registros de caudales altos, estos deberán ser utilizados con el objeto de realizar los ajustes necesarios en las fórmulas y procesos de generación de crecientes a partir de los datos de las lluvias.

**4.5.29** La predeterminación de las crecientes deberá hacerse según la información que se disponga en la zona del estudio, ya sea utilizando métodos simplificados, estadísticos, hidrometeorológicos, y estudios regionales.

**4.5.30** Al no existir un procedimiento universal para determinar las crecientes, se debe analizar el fenómeno por dos o más métodos a fin de confrontar los resultados obtenidos, especialmente si existe la posibilidad de incertidumbres y/o errores en la apreciación de ciertos datos o parámetros esenciales.

*(Continúa)*

**4.5.31** Los estudios sedimentológicos deben estar encaminados a la obtención de datos relativos a los volúmenes totales anuales de sedimentos, ocurrencia, variación en el tiempo, gradación de las partículas, contenido de materia orgánica y de otros agentes químicos y biológicos contaminantes, así como también a la identificación de las zonas erosionables e inestables que constituyen las principales fuentes de producción de sedimentos.

**4.5.32** Los procesos de erosión y sedimentación están asociados a fenómenos hidrológicos, meteorológicos, naturaleza geológica de los terrenos, cobertura vegetal, etc., razón por la cual dichos estudios deben ser abordados conjuntamente con los estudios hidrológicos, meteorológicos y geomorfológicos.

**4.5.33** La evaluación cualitativa de la sedimentación debe basarse en un programa detallado de recolección de datos, análisis de los mismos y elección de métodos necesarios para establecer su futuro control.

**4.5.34** Para la evaluación cuantitativa de la sedimentación se debe recopilar toda la información que exista sobre la cuenca, que incluirá:

- Datos hidrológicos;
- Datos sobre las características de la cuenca de drenaje,
- Datos sobre transporte sólido y depósito de sedimentos; y,
- Datos sobre las zonas ocupadas por terreno susceptibles a la erosión.

Si se justifica, se deben recoger datos en las cuencas colindantes o en cuencas similares, especialmente aquellos relativos a erosión y sedimentación de embalses.

**4.5.35** Una vez recopilada la información existente se procederá a analizarla. En caso de ser necesario, se formulará y adelantará un programa de muestreo tendiente a completar la información faltante que se considere esencial para realizar los diseños.

**4.5.36** Es imprescindible realizar el reconocimiento de la cuenca de drenaje, por cuanto ésta es la etapa más importante de un estudio sedimentológico.

Los reconocimientos deben ser hechos a pie, y si es posible complementados con un vuelo en avión o en helicóptero, si la magnitud del proyecto así lo exige y existan las disponibilidades para hacerlo.

El reconocimiento de la cuenca, para proyectos que amerite de acuerdo con la categoría de las obras, deberá ser hecho por un equipo multidisciplinario integrado por especialistas en hidrología, geología, sedimentología y morfología fluvial, a fin de evaluar la erosión histórica y los procesos de sedimentación.

El equipo deberá interesarse particularmente en la actividad pasada y en las acciones del hombre que modifican la situación actual en cuanto a producción de sedimentos.

**4.5.37** Considerando que existe una gran variación en las características de las cuencas de drenaje de las distintas zonas del país, y que varían también con los numerosos factores que influyen en la erosión, transporte y depósito de los sedimentos de una zona a otra, la metodología de obtención y procesamiento de datos a ser analizados, debe ser enfocada en forma particular para cada proyecto.

**4.5.38** La metodología de los estudios de sedimentología a ser desarrollada para cada proyecto dependerá de la importancia del mismo, de la existencia o no de obras de regulación, de la información disponible y debe ser formulada por el especialista encargado de esta parte de los estudios.

**4.5.39** En las zonas donde se disponga de datos sedimentológicos se debe establecer el aporte total de sedimentos en el sitio de captación, en base a los datos proporcionados por la (s) estación (es) hidrométrica(s) situada(s) en el curso de agua seleccionado o en estaciones vecinas.

*(Continúa)*

Los datos relativos a los sedimentos en suspensión que deben obtenerse son los siguientes:

- Concentración media;
- Distribución granulométrica de las partículas, tanto de arrastre de fondo como en suspensión;
- Peso específico de los materiales en suspensión y de fondo;
- Caudal líquido;
- Temperatura de la mezcla agua-sedimentos;
- Contenido de materia orgánica;
- Contenido de nutrientes y contaminantes, tales como fósforo, nitrógeno, potasio, etc.;
- Porcentaje de material de arrastre de fondo.

**4.5.40** En los lugares donde no exista este tipo de información, se debe hacer aforos de gasto sólido en suspensión, por lo menos durante un período lluvioso, para posteriormente realizar correlaciones con estaciones de cuencas vecinas o similares, que dispongan de registros más largos.

Cuando no se pueda realizar mediciones de materiales de arrastre de fondo, estos se estimarán a partir de procedimientos teóricos disponibles en la literatura especializada.

**4.5.41** Cuando se compruebe la inexistencia de datos sedimentológicos y se confirme la imposibilidad de realizar mediciones en el sitio elegido para la captación de agua, se debe realizar al menos un estudio morfológico fluvial, y se debe tomar muestras de sedimentos depositados en las playas y orillas del río.

En este caso el diseñador debe buscar todos los datos disponibles en las cuencas vecinas, así como también datos regionales a fin de mejorar la evaluación así realizada.

# 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

## 5.1 Captaciones

### 5.1.1 Generalidades

**5.1.1.1** Las obras hidráulicas de captación deben diseñarse para garantizar:

- La derivación desde la fuente de las cantidades de agua previstas y su entrega ininterrumpida a los usuarios;

- La protección del sistema de abastecimiento contra el ingreso a la conducción de sedimentos gruesos, cuerpos flotantes, basuras, plantas acuáticas, etc;

- El no ingreso de peces desde los reservorios y ríos;

- Evitar que entre el agua a la conducción durante los períodos de mantenimiento y en casos de averías y daños en la misma.

**5.1.1.2** Las obras de captación se clasifican:

- De acuerdo a la garantía de abastecimiento según lo indicado en la tabla 1;
- Por su capacidad, en: muy pequeñas, para caudales menores a 100 l/s; pequeñas, para caudales menores de 1 000 l/s; medianas, para caudales entre 1 000 y 3 000 l/s; y grandes para caudales mayores a 3 000 l/s;
- Por su ubicación se clasifican en tomas por derivación directa, tomas con azudes de derivación, tomas desde embalses, etc.

*(Continúa)*

**5.1.1.3** La configuración, distribución y elección del tipo de estructuras de captación debe elegirse en concordancia con las condiciones naturales del lugar, tipo de obras de conducción, condiciones de operación del sistema, regímenes hidrológicos de la cuenca de drenaje y del río, morfología de las orillas, etc ( ver Tabla 1); en base a la comparación técnico-económica de alternativas.

Se debe garantizar que, cuando se entregue agua a conducciones a presión, no ingrese aire y, que las pérdidas de carga sean mínimas.

Por regla general, las obras de captación deben tener varios vanos, considerando que uno o más de ellos pueden salir de servicio para labores de limpieza y mantenimiento.

**5.1.1.4** La elección del tipo de captación debe hacerse considerando los niveles de agua en la fuente de abastecimiento y los niveles que se deben garantizar en la conducción, tomando en cuenta las condiciones topográficas, hidrológicas y geológicas del lugar.

Si los niveles de agua en el río lo permiten, se puede hacer tomas por derivación directa, ubicadas en las orillas.

En el caso de que los niveles de agua en el río sean inferiores a los que se requieren en la conducción, se debe considerar la construcción de azudes de derivación. Como alternativa, se puede estudiar la reubicación de la toma o integrar una estación elevadora.

Si la captación se hace desde embalses o lagos, se debe prever estructuras de toma mediante torres con orificios de captación a diferentes niveles.

Los caudales máximos de diseño de obras de captación deben establecerse en concordancia con lo indicado en tabla 5. de estas normas.

Se debe considerar como niveles máximos de cálculo los siguientes:

- Para tomas por derivación directa, los niveles correspondientes a los caudales máximos de diseño, naturales o regulados en embalses superiores, que transiten por el sitio de captación, tomando en cuenta el efecto de auto regulación del cauce;

- Para tomas con presas de derivación, el nivel máximo en el paramento de aguas arriba, correspondiente al paso de la creciente extraordinaria de comprobación.

**5.1.1.5** Para evitar el ingreso de sedimentos de fondo a la conducción se debe procurar captar el agua desde los niveles superiores de la corriente, para lo cual se debe considerar las siguientes medidas:

- Tomas con umbrales altos provistos de orificios de limpieza;
- Muros y paredes sumergidas para el encauzamiento de los sedimentos gruesos;
- Bolsillos o cámaras de captación;
- Paredes de encauzamiento, muros de espigones;
- Estructuras de regulación;
- Otras medidas que permitan el control y la inspección permanente de las obras de captación.

En obras de captación ubicadas en pequeños riachuelos se debe garantizar que tengan un funcionamiento normal en períodos de estiaje y que tengan capacidad de retención de hojas, ramas, y cualquier otro material flotante.

**5.1.1.6** Las obras de captación deben garantizar la clarificación del agua captada. Para esto es necesario prever estructuras destinadas a atrapar sedimentos gruesos y en suspensión, construyendo desripiadores y desarenadores.

*(Continúa)*

**5.1.1.7** La elección del tipo de obra de captación debe hacerse en función de los caudales requeridos, la categoría del abastecimiento, las exigencias sanitario epidemiológicas, los otros usos del agua, la posibilidad de inspección permanente de las obras, y las características hidrológicas, tomando en cuenta los niveles máximos y mínimos indicados en la tabla 10.

**TABLA 10. Niveles máximos y mínimos de agua**

| CATEGORÍAS POR GARANTÍA DE ABASTECIMIENTO | GARANTÍA DE NIVELES DE AGUA EN LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO, EN (%) | |
|---|---|---|
| | MÍNIMOS | MÁXIMOS |
| I | 95 | 1 |
| II | 95 | 2 |
| III | 90 | 3 |

**5.1.1.8** El lugar de captación debe estar ubicado aguas arriba de las descargas de aguas servidas y de centros poblados, aguas arriba de los atracaderos de embarcaciones, fuera de la zona de navegación y en lugares donde se pueda garantizar una adecuada protección sanitaria.

No se recomienda ubicar las obras de captación de agua para consumo humano en el interior de ensenadas de puertos fluviales y zonas de movimiento de embarcaciones, en lugares con indicios de inestabilidad de taludes y del cauce, en las márgenes susceptibles a la acumulación de materiales de arrastre de fondo, en la cola de los embalses y en los tramos superiores de los ríos remansados, así como tampoco en los lugares de acumulación de basura y cuerpos flotantes arrastrados por la corriente.

**5.1.1.9** La elección del sitio de captación debe sustentarse en el pronóstico de:

- La calidad del agua en la fuente de abastecimiento;
- La estabilidad y reconformación de las orillas;
- La estabilidad del cauce, desde el punto de vista del transporte de sedimentos de arrastre de fondo;
- Los cambios de régimen hidrotermal de la fuente.

**5.1.1.10** No se recomienda ubicar las obras de toma inmediatamente a la salida de las obras de descarga de centrales hidroeléctricas, así como tampoco inmediatamente aguas abajo de la confluencia de algún tributario.

**5.1.1.11** Las obras de captación se dividen en categorías según la garantía de abastecimiento, como se indica en la tabla 1 de estas normas.

**5.1.1.12** Según el grado de dificultad dado por las condiciones naturales del lugar: estabilidad de las orillas y del cauce, procesos hidrodinámicos, posibilidades de obstrucción de la toma, etc. y por la ubicación, el sitio de captación se considera:

- **Fácil.** Cuando las orillas y el cauce sean estables; el contenido de sedimentos en suspensión no sobrepase, en promedio, los 0,5 $kg/m^3$; no existan algas ni elementos en el agua que puedan producir incrustaciones; y, la cantidad de flotantes y basuras sea muy pequeña;

*(Continúa)*

- **De condiciones medias**. Cuando el contenido de sedimentos en suspensión en crecidas no sobrepase, en promedio, los 1,5 $kg/m^3$; las orillas y el cauce sean relativamente estables; el transporte de sedimentos a lo largo de las orillas no ocasione deformaciones; el contenido de algas y otros elementos que producen incrustaciones y la cantidad de flotantes y basuras no constituya un impedimento para el funcionamiento de la captación;

- **Difícil.** Cuando el contenido de sedimentos en suspensión no sobrepase, en promedio, los 5 $kg/m^3$; las orillas y el cauce sean inestables; el transporte de sedimentos a lo largo de las orillas produzca deformaciones; el contenido de algas y otros elementos que producen incrustaciones y la cantidad de flotantes y basuras dificulte el funcionamiento de la captación;

- **Muy difícil**. Cuando el contenido de sedimentos en suspensión sea mayor, en promedio, a los 5 $kg/m^3$; el cauce sea totalmente inestable y existan procesos de reconformación e inestabilidad comprobada de las orillas. En sitios de esta categoría no se debe planificar obras de captación.

**5.1.1.13** Se consideran obras de captación de categoría I, (en condiciones medias del lugar), todos los tipos de tomas directas no sumergidas, ubicadas en las orillas de los ríos; a los orificios de captación que estén siempre disponibles para su mantenimiento, y, donde la limpieza de las rejillas sea mecanizada; para lo cual, deben disponer de todos los aditamentos necesarios para la protección de la toma y sus estructuras.

**5.1.1.14** Se consideran obras de captación de categoría II, (en condiciones medias del lugar), todos los tipos de tomas directas sumergidas, ubicadas en reservorios, que estén alejadas de las orillas, y no sean accesibles en condiciones de crecientes, tormentas, etc. Deben considerarse obras de categoría III, las tomas flotantes o móviles de todos los tipos.

En los casos en que el transporte de sedimentos sea intenso, la categoría de las obras de captación por derivación directa debe bajarse en una unidad.

**5.1.1.15** Para garantizar la seguridad del abastecimiento, las obras de captación de categorías I y II deben tener varios vanos de captación. El número de vanos independientes debe ser mayor que dos.

**5.1.1.16** Para garantizar el abastecimiento del agua en condiciones difíciles de captación se debe utilizar combinaciones de diferentes tipos de obras de toma, capaces de controlar el ingreso de sedimentos gruesos y de otros materiales que dificulten la captación del agua.

### 5.1.2 Captación aguas superficiales

#### 5.1.2.1 Obras de captación por derivación directa

a) Las obras de captación por derivación directa (sin presa), deben considerarse en los casos en que los niveles de agua en el río gobiernen a los niveles de agua en la conducción, y cuando las condiciones topográficas, hidrológicas y geológico-geotécnicas sean satisfactorias.

   Para la captación de pequeños caudales se puede utilizar tuberías de succión y bombas.

b) Las obras de captación por derivación directa deben ubicarse en los tramos rectos o en el lado externo de las curvas de los ríos. En caso de no poder cumplirse con esta exigencia se debe investigar la existencia de procesos de sedimentación en el lugar elegido para la captación, y sustentar su elección con investigaciones de laboratorio.

c) El nivel mínimo de agua a ser considerado en el proyecto de captación por derivación directa, debe estar situado por lo menos a 1 m debajo del nivel mínimo observado en el río en el sitio de captación, en concordancia con el numeral 5.1.3 segundo párrafo.

   Si en el sitio de captación existen registros limnimétricos de por lo menos 25 años, este valor puede ser reducido a 0,5 m.

*(Continúa)*

d) Las captaciones por derivación directa en ríos de llanura deben estar ubicadas en tramos estables y exentos de la acumulación de flotantes.

Cuando las condiciones de captación no sean adecuadas, se debe tomar medidas para garantizar el tránsito de los materiales flotantes y la estabilidad del cauce y sus orillas.

e) Cuando la captación por derivación directa se encuentre en un río que transporte basura flotante, raíces, troncos, etc., se debe prever un sistema de protección con boyas, y la respectiva estructura de control a la entrada de la captación.

f) Cuando en la orilla elegida no exista la suficiente profundidad para la captación del agua, y las variaciones de nivel sean grandes (mayores de 3 m), las tomas para pequeños caudales deben considerar los siguientes elementos:

- Una estructura de control sumergible a la entrada;
- Una línea de alimentación con tubería o con sifón;
- Un pozo de captación en la orilla, equipado con una malla;
- Una estación de bombeo; y,
- Una cámara para la instalación de los equipos.

Para la captación por derivación directa, se debe evitar orillas muy altas por cuanto esto encarecería la construcción del tramo inicial del canal o será necesario prever un túnel en su lugar. En todo caso se realizará el análisis de alternativas técnico -económicas.

Cuando la altura de succión de la bomba sea pequeña y el caudal de captación también, está permitido acoplar en una sola estructura la captación y la estación de bombeo.

Cuando la amplitud de la variación de los niveles en la fuente sea mayor que 3 m y si la captación está equipada con bombas de eje vertical, es recomendable acoplar el pozo de captación con la estación de bombeo.

g) En captaciones por derivación directa de categoría I para caudales grandes de abastecimiento, se debe considerar tomas directas con cámaras de captación protegidas por diques y estructuras de control a la entrada, cuando;

- No exista la profundidad suficiente en el cauce;
- El agua contenga materiales que produzcan incrustaciones y abundante cantidad de sedimentos;
- Se necesite aumentar el porcentaje de captación.

h) Las dimensiones y formas de las cámaras de captación deben establecerse en base a los resultados de investigaciones de laboratorio.

i) Cuando se utilicen ríos con poca profundidad, como fuentes de abastecimiento de agua, se debe adoptar las siguientes soluciones:

- Captaciones combinadas o especiales que garanticen la derivación del agua;
- Estructuras de regulación del flujo o del cauce del río, que garanticen el mejoramiento de las condiciones de captación y la elevación del nivel del agua, la concentración de los caudales mínimos necesarios en el sitio de toma, y el mejoramiento del tránsito de los sedimentos gruesos;
- Presas de derivación.

j) Las dimensiones de los principales elementos de la captación (orificios, rejillas, ductos y canales de limpieza, etc.) así como también el nivel de los sedimentos se debe determinar mediante cálculos hidráulicos para el caudal de diseño, en condiciones de nivel mínimo en la fuente de abastecimiento, según lo indicado en la tabla 10. y considerando que uno de los vanos de captación, estará fuera de servicio, por mantenimiento.

*(Continúa)*

k) Las dimensiones de los orificios de captación se deben calcular considerando las velocidades de aproximación a las rejillas. Para condiciones medias y difíciles de captación, se debe asumir velocidades de aproximación iguales a:

- Para tomas por derivación directa no sumergidas 0,6 m/s a 0,2 m/s.
- Para tomas de derivación directa sumergidas 0,3 m/s y 0,1 m/s.

Para tomas en condiciones fáciles de captación, se debe asumir velocidades de aproximación entre 0,6 m/s a 0,8 m/s.

l) Para condiciones normales de funcionamiento de la captación, los cálculos hidráulicos se deben realizar desde aguas abajo hacia aguas arriba a fin de fijar la cota mínima de derivación.

Antes de realizar los cálculos es necesario definir el número y tipo de elementos hidráulicos que conforman el conjunto de obras de la captación.

Por lo general en las captaciones por derivación directa los elementos que las constituyen son los siguientes:

- Canal de conducción;
- Transición entre el canal y la estructura de control a la entrada;
- Estructura de control equipada con compuertas;
- Transición entre la estructura de control y la toma;
- Umbral de entrada y orificio de toma;
- Rejilla para control de basuras y flotantes.

m) El cálculo de cada una de las pérdidas de carga en cada elemento de la derivación, debe realizarse considerando velocidades medias, antes y después de cada sección, pérdidas en ranuras, orificios y rejillas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga en las rejillas, se debe considerar los coeficientes de pérdida de carga por forma de los barrotes y la inclinación de la rejilla.

Los coeficientes de fricción o de pérdidas localizadas deben ser asumidos de literatura especializada o en base a investigaciones en laboratorio, esto último, cuando se justifique realizar un modelo reducido.

n) La estructura de control debe prever una pantalla, sobre la cual se debe apoyar la reja gruesa y ranuras para la instalación de ataguías que permitan el mantenimiento de la reja.

Hacia aguas abajo debe ubicarse la compuerta de control y regulación de los caudales de ingreso a la conducción, y, si es del caso, la instalación de otra compuerta de emergencia.

o) Las dimensiones y la superficie de los orificios de captación se debe calcular, considerando que todos los vanos de captación están en funcionamiento, con excepción de los vanos de emergencia.

Se recomienda utilizar la siguiente fórmula:

$$A = 1{,}25\ (Q/v)\ K\ \ n$$

En donde:

A = área total de la rejilla (área bruta), en $m^2$;
v = velocidad de aproximación al orificio de captación, referida a las dimensiones del orificio, en m/s;
Q = caudal de diseño de un vano, en $m^3/s$;
K = coeficiente que considera el estrechamiento del orificio por la rejilla o la malla utilizada;
n = número de vanos.

*(Continúa)*

$$K = (a + c)/a \text{ , para rejillas}$$

$$K = ((a + b)/a)^2 \text{ , para mallas}$$

En donde:

a = distancia entre barroteS (luz) en cm;
c = espesor de los barrotes en cm.;
b = coeficiente que considera la obstrucción del orificio (1,25 a 1,5)

**5.1.2.2 Tomas por Bombeo**

a) Se utilizarán tomas por bombeo en los siguientes casos:

- Cuando en el río no exista suficiente carga hidráulica para servir a gravedad a la conducción;
- Cuando la amplitud de las oscilaciones de los niveles del agua, en el transcurso del año, sea mayor a 3 m a 4 m;
- Cuando la cantidad de sedimentos de arrastre de fondo sea mínima;
- Cuando la cantidad de agua captada sea muy pequeña; es decir, para el abastecimiento de poblaciones con menos de 5 000 habitantes.

b) Por lo general las tomas por bombeo deben tener la siguiente configuración:

- Pozo de captación de hormigón armado;
  - Muro frontal, en contacto directo con la fuente, provisto de orificios de captación a distintos niveles, equipados con rejas gruesas;
  - Muro de seccionamiento, provisto de orificios cubiertos con mallas o rejas finas;
  - Pozo de succión, en cuyo interior se instala la tubería de succión de la bomba;
  - Bomba de elevación, ubicada sobre el nivel máximo previsto.

Se debe prever al menos dos unidades de bombeo para poder garantizar labores de mantenimiento y la entrega ininterrumpida de agua a los usuarios.

c) Para obras de captación de primera categoría se debe considerar la posibilidad de la construcción de cámaras de bombeo con diques de protección, cuando:

- Se requiera captar importantes cantidades de agua y no exista el nivel necesario en el río;
- En el río exista un intenso transporte de sedimentos y de materiales incrustantes;
- Se necesite incrementar el porcentaje de captación de agua.

d) La selección del tipo, forma y configuración de las cámaras de captación debe basarse en la comparación técnico-económica de alternativas y en resultados de investigaciones en modelos reducidos, si el caso lo amerita.

e) El dimensionamiento de los orificios de captación debe hacerse para el caudal de diseño, considerando que uno de los vanos se encuentra en mantenimiento. Las velocidades de flujo entre las barras de la reja gruesa se recomienda asumir entre 0,4 m/s y 1 m/s, y el espaciamiento entre barrotes, entre 40 mm y 50 mm. El límite inferior de la velocidad se recomienda para condiciones difíciles de captación, igual a las especificadas en el numeral 5.2.11 de estas normas.

f) Cuando las variaciones de nivel del agua en la toma sean muy grandes, se debe prever orificios de captación a dos o tres niveles, a fin de captar el agua de los niveles más altos y con menos cantidad de sedimentos en suspensión.

*(Continúa)*

g) En los orificios ubicados en la pared de seccionamiento se debe instalar una malla de alambre de 1 mm a 1,5 mm de diámetro y con celdas de (2 x 2) a (5 x 5) mm.

**5.1.2.3 Captaciones desde embalses**

a) Las obras de captación desde embalses, deben ubicarse considerando las variaciones del nivel del agua, la cota esperada de acumulación de sedimentos durante la vida útil del proyecto, la calidad del agua esperada a diferentes profundidades, la intensidad de la aeración, distribución de corrientes de densidad, así como el contenido y cantidad de biomasa en las aguas superficiales, incluyendo las algas.

b) Las obras de captación desde embalses deben ubicarse:

- A profundidades iguales o mayores a tres veces la altura de las olas medidas desde el nivel máximo;
- En los sitios protegidos del oleaje;
- Fuera de los límites de aproximación de las corrientes de las orillas y de las corrientes de densidad;
- En las orillas, o adosadas a las presas principales, considerando la estabilidad de los taludes naturales y la posibilidad de bloqueo de la entrada por desprendimiento de sedimentos acumulados en las orillas y delante del frente de captación.

c) Por lo general las tomas desde embalses deben tener la siguiente configuración:

- Torre de captación de hormigón armado, provista de orificios de toma a distintos niveles; orificios que serán equipados con rejas gruesas;
- Compuertas de operación y mantenimiento de tipo plano deslizante;
- Guías para la instalación de tablones.

  Las obras de captación desde embalses deben ser accesibles desde el coronamiento de la presa, o de una de sus orillas.

d) Cuando las variaciones de nivel del agua en el embalse sean muy grandes se debe prever orificios de captación a varios niveles, a fin de captar el agua de los más altos y con menos cantidad de biomasa.

e) La selección del tipo, forma y configuración de la torre de captación debe basarse en la comparación técnico-económica de alternativas, y en resultados de investigaciones en modelos de laboratorio, caso de ser necesario.

f) Para garantizar la limpieza en el frente de captación se recomienda ubicar los desagües de fondo bajo la toma y en el mismo eje.

g) El dimensionamiento de los orificios de captación debe hacerse para el caudal de diseño, considerando que uno de los vanos se encuentra en mantenimiento. Las velocidades de flujo entre las barras de la reja gruesa se recomienda asumir entre 0,2 m/s y 0,4 m/s y el espaciamiento entre barrotes, entre 40 cm y 50 cm.

**5.1.2.4 Captaciones con azudes de derivación**

a) Las tomas con azudes de derivación se deben emplear en aquellos lugares en donde es necesario garantizar, durante períodos de estiaje, un nivel de captación más alto que el natural en el río. Estas obras de toma contemplan, a más de los azudes de derivación, estructuras de regulación a la entrada, desripiadores y desarenadores.

*(Continúa)*

b) La elección del sitio para la captación del agua con azudes de derivación, debe basarse en estudios relacionados con las características de transporte de sedimentos del río y darse preferencia a tramos con rápidos constituidos por lechos rocosos o que presenten grandes bloques en su cauce.

c) Cuando las presas de derivación sean de pequeña altura las captaciones deben diseñarse a lámina libre.

d) En las captaciones con azudes de derivación, con control de entrada, se debe diseñar estructuras provistas de compuertas de emergencia.

En las captaciones por derivación directa a los canales, que se encuentren íntegramente en excavación y en captaciones profundas de derivaciones a presión, que tienen en el extremo de la cámara las compuertas, se debe dejar guías para compuertas de emergencia.

En las captaciones sin control de entrada, incluyendo captaciones profundas que se acoplen a condiciones a gravedad, se debe considerar la instalación de compuertas principales provistas de los respectivos mecanismos de izaje, directamente sobre el umbral de toma, capaces de realizar la regulación ininterrumpida de la captación.

e) Las tomas con azudes de derivación, en función de la forma de control de los sedimentos de fondo, se dividen en los siguientes grupos:

- Tomas laterales, con elementos de evacuación y limpieza de sedimentos en las orillas o en el cuerpo del azud de derivación;
- Tomas laterales con galerías de limpieza en el cuerpo de la presa o en las orillas;
- Tomas frontales con orificios de captación en el cuerpo de la presa;
- Tomas con orificios de captación ubicados en el cuerpo del azud, protegidos con rejillas de fondo.

La elección del tipo de toma debe sustentarse en criterios técnicos, descritos en los numerales siguientes y en la comparación técnico-económica de alternativas.

**5.1.2.5 Tomas laterales**

a) Las tomas laterales deben garantizar la captación del caudal de diseño, con un determinado ángulo de inclinación con respecto a la dirección principal del flujo, con objeto de excluir, en lo máximo posible, el ingreso de sedimentos.

Los azudes de derivación para tomas laterales deben ubicarse frontalmente al flujo del río y a la captación en las orillas.

Las tomas laterales pueden ser de un solo lado o de dos lados y deberán utilizarse, preferentemente, en tramos rectos de ríos de llanura y de pie de montaña.

b) Se recomienda utilizar tomas laterales cuando los caudales de captación no son muy grandes y cuando la cantidad de sedimentos de fondo es moderada. El lavado de los sedimentos que se acumulen delante del umbral de toma debe realizarse periódicamente levantando las compuertas ubicadas en la presa, delante del orificio de captación.

Cuando el transporte de sedimentos de fondo sea intenso, se recomienda construir una pared divisoria delante de la toma, que forme una especie de corredor y facilite la evacuación de los sedimentos.

c) Las tomas laterales hacia un solo lado deben ubicarse en tramos cóncavos de los ríos o en tramos rectos, en este último caso, cuando se creen condiciones adecuadas para la formación de corrientes transversales. Las tomas laterales hacia dos lados deben ubicarse únicamente en tramos rectos.

*(Continúa)*

d) El caudal de captación de las tomas laterales no debe ser mayor al 50% del caudal del río, y cuando se capte una cantidad mayor, se debe prever la limpieza periódica de los sedimentos acumulados atrás del azud de derivación.

e) Por lo general las tomas laterales con azudes de derivación deben tener la siguiente configuración:

- Azud o presa de derivación;
- Umbral de entrada, sobreelevada en 1 m ó 2 m sobre el fondo del cauce;
- Pilas y muros que forman orificios cubiertos con compuertas que regulen la entrada del agua a la conducción;
- Pantalla ubicada sobre el umbral de toma y que descienda hasta una profundidad de 0,7 m a 1 m, para la protección contra cuerpos flotantes (árboles, ramas, animales muertos, etc.);
- Reja gruesa de protección a la entrada, para limitar el ingreso de arrastres de fondo, de mayores dimensiones;
- Dispositivos de limpieza, destinados a la eliminación de los sedimentos que se depositan a la entrada de la toma, constituidos por muros, galerías, orificios y compuertas que los atrapen y los evacuen hacia aguas abajo;
- Desripiadores que retengan a los materiales de arrastre de fondo que logran pasar la reja gruesa, y que los evacuen hacia aguas abajo;
- Desarenadores para retener los sedimentos en suspensión.

f) Para mejorar el régimen de transporte de sedimentos de fondo se deben considerar medidas como las siguientes:

- Instalación de galerías interceptoras de sedimentos en el umbral de captación;
- Formación de un canal de limpieza de materiales gruesos delante de los orificios de toma;
- Utilización de cornisas en el umbral de captación;
- Construcción de muros de encauzamiento sumergidos, etc.

g) La cota de los vanos de limpieza se determinará considerando que aguas abajo deben crearse condiciones de gran capacidad de transporte para evitar la acumulación de sedimentos al pie del azud.

Los vanos de limpieza deben ubicarse junto a los orificios de captación.

h) Los muros de encauzamiento deben ubicarse paralelos al umbral de captación, el cual formará con la presa derivadora, un ángulo de entre 90° y 130°. En ríos con gran cantidad de cuerpos flotantes, se recomienda ubicar la toma de 90° con relación al azud y disponer en los vanos de limpieza de compuertas abatibles tipo clapeta, para facilitar la evacuación de flotantes que se adhieren a la reja gruesa.

i) Cuando se planifiquen galerías interceptoras de sedimentos, éstas deben ubicarse aguas arriba y aguas abajo de los orificios de captación. Se recomienda que la entrada de las galerías tengan un ángulo de entre 60 y 90° con relación a la orientación de los orificios de toma. Se evitará nuevos giros en planta y se mantendrá constante la sección de la galería en toda su magnitud. Sus dimensiones deben permitir la inspección y el mantenimiento.

El caudal total de diseño de las galerías debe ser, al menos, igual al caudal de diseño de la captación. La velocidad de flujo debe garantizar el transporte de los materiales de arrastre de fondo, incluyendo las fracciones más gruesas. El fondo a la entrada de las galerías debe coincidir con la cota superior de la losa del delantal.

j) Cuando se construyan canales de limpieza delante de la captación, los muros de encauzamiento deben prolongarse hacia aguas arriba de los orificios de toma.

*(Continúa)*

#### 5.1.2.6 Tomas laterales con flujo transversal

a) Este tipo de tomas utilizan el efecto de las corrientes transversales y permiten captar aguas más limpias y al mismo tiempo dejan pasar los sedimentos de fondo aguas abajo. Se ubicarán en las orillas cóncavas, con la toma frontal al flujo. Este tipo de toma debe utilizarse en tramos de río de pie de montaña y en ríos de llanura con orillas estables.

b) En la configuración de este tipo de toma se debe prever vanos de limpieza adosados a la toma y con la cota de la cimentación en un punto más bajo. En este tipo de tomas, se recomienda utilizar umbrales de captación con cornisas hacia aguas arriba.

c) En ríos con crecientes súbitas, el azud de derivación debe ser curvilíneo y desarrollado hacia aguas arriba, el radio de curvatura del azud debe estar comprendido entre 0,8 y 1,15 veces el ancho del cauce.

#### 5.1.2.7 Tomas frontales en tramos rectos

a) Este tipo de toma se recomienda para tramos de pie de montaña y de llanura y cuando el caudal se divide en partes iguales hacia las dos orillas.

   Es condición indispensable para la planificación de este tipo de obras de toma, garantizar la estabilidad longitudinal del tramo elegido del río.

b) El caudal de captación de las tomas frontales no debe ser mayor al 70% u 80% del caudal del río. No se recomienda su empleo en ríos con gran transporte de cuerpos flotantes y raíces.

c) Por lo general las tomas frontales deben tener la siguiente configuración:

   - Azud móvil en el centro del cauce;
   - Desripiador frontal en el cauce del río, provisto de compuertas radiales que se accionan periódicamente;
   - Umbrales de captación, frontales al flujo, en dos niveles, sobreelevados en 1,5 m a 2 m sobre el fondo del cauce;
   - Pilas y muros que se prolongan hacia aguas arriba formando canaletas cubiertas con compuertas que regulan la entrada del agua a la conducción;
   - Pantalla ubicada sobre el umbral de toma y que desciende hasta una profundidad de 0,7 m a 1 m, para la protección contra cuerpos flotantes (árboles, ramas, animales muertos, etc.);
   - Galerías de limpieza ubicadas en el nivel inferior de la captación, con rejas gruesas de protección a la entrada, para limitar el ingreso de cuerpos flotantes;
   - Desarenadores para detener los sedimentos en suspensión, aguas abajo de la captación.

#### 5.1.2.8 Tomas con rejillas de fondo

a) Este tipo de toma se recomienda utilizar especialmente en ríos de montaña y de pie de montaña, caracterizados por un alto transporte de sedimentos de fondo y crecientes súbitas de corta duración.

b) El caudal de captación de las tomas con rejilla de fondo varía entre el 40% y el 70% del caudal del río. No se recomienda su empleo en ríos de llanura que acarrean muchos cuerpos flotantes y raíces.

c) En los tramos de ríos de montaña, donde se vaya a construir este tipo de tomas se debe:

   - Evitar el estrechamiento del cauce;
   - Garantizar la estabilidad del encauzamiento del agua a la toma;
   - Impedir el ingreso de sedimentos gruesos (gravas y guijarros);

*(Continúa)*

- Proveer de un cuenco disipador aguas arriba de la toma con el objeto de mejorar el encauzamiento del agua y evitar que el flujo salte por sobre el umbral en condiciones de crecientes súbitas. Por lo general en ríos de montaña hay que elegir el sitio de captación al pie de una cascada natural o crear artificialmente condiciones parecidas a éstas.

d) Las tomas con rejillas de fondo, en ríos de montaña y de pie de montaña, deben diseñarse para garantizar el tránsito de los sedimentos gruesos por sobre los orificios de toma, para lo cual se debe prever:

- Umbrales de baja altura, ubicados transversalmente al flujo, que alteren lo menos posible las condiciones hidráulicas naturales del cauce;
- Rejas inclinadas robustas que impidan el ingreso de sedimentos gruesos a la captación;
- Desripiadores para la retención de los sedimentos gruesos que pasen la rejilla de fondo; y, obligatoriamente desarenadores.

e) Por lo general las tomas con rejilla de fondo tienen la siguiente configuración:

- Azud de derivación de baja altura, provisto de una zanja de captación cubierta por la rejilla de fondo;
- Canal desripiador lateral, conectado a la zanja de captación, generalmente de forma curvilínea en planta, provisto de vertedero lateral de excedencias;
- Umbral de toma ubicado tangencialmente al canal desripiador y al menos 1 m más alto que la solera de éste;
- Compuertas de control al final del desripiador y a la entrada de la toma;
- Desarenadores para retener los sedimentos en suspensión, aguas abajo de la captación.

f) En torrentes de montaña, caracterizados por frecuentes flujos de lodo y piedras, se debe ubicar la rejilla a lo ancho de todo el cauce y evitar la construcción de obras civiles expuestas. Para captaciones de caudales pequeños los desripiadores y desarenadores podrán ser subterráneos.

g) El cálculo hidráulico de las tomas con rejilla de fondo consistirá en determinar las dimensiones del tramo cubierto con la rejilla y de la zanja o galería de captación. El caudal con que debe diseñarse la rejilla debe ser, al menos, 1,25 a 1,5 veces el caudal de diseño de la conducción.

h) Las dimensiones en planta de la rejilla se determinan por la siguiente fórmula:

$$Q_c = p.m.k_{rej}.l_{rej}.b_{rej}\sqrt{2\,g h_{med}}$$

En donde:

$Q_c$ = Caudal de diseño de la conducción, incluido el caudal necesario para el lavado del desarenador, si éste es previsto, en $m^3/s$;

p = a/(a+c) coeficiente de luz de la rejilla.

a = separación entre barrotes, en m;

c = espesor de los barrotes, en m;

m = coeficiente de gasto, depende de la inclinación de la rejilla; para i = 0,1: m = 0,6 a 0,65; para i = 0,2 m = 0,56 a 0,6;

$k_{rej}$ = coeficiente de obstrucción de la rejilla, se asume igual a 0,8 en cálculos preliminares;

$l_{rej}$ y $b_{rej}$ = largo y ancho de la rejilla, en m;

$h_{med}$ = calado medio del agua sobre la rejilla, en m.

*(Continúa)*

Para el cálculo del calado medio se recomienda utilizar la siguiente fórmula:

$$h_{med} = 0,81(h_{1cr} + h_{2cr})/2$$

$$h_1 cr = 0,467 \, . q1^{2/3}$$

q1 = caudal unitario delante de la rejilla, igual a $Q_{rej}/l_{rej}$

Al final de la rejilla, luego que se ha captado el caudal de diseño, se establece el segundo calado crítico, el que se calcula por la fórmula:

$$h_{2cr} = 0,467 \; q2^{2/3}$$

q2 = caudal unitario a la salida de la rejilla, igual a:

$$q2 = (Q_{rej} - Q_c)/\, l_{rej}$$

La longitud de la rejilla se calcula por la fórmula:

$$l_{rej} = Q_c \,/\, q_{rej}$$

$q_{rej}$ = caudal unitario que pasa por la rejilla.

Para el cálculo de la toma, en condiciones de creciente máxima, se considerará que la galería de captación funciona a presión.

En todo caso se debe diseñar estructuras de control, tales como diafragmas y vertederos laterales ubicados en el labio exterior del desripiador, que controlen la entrada de caudales excedentes a la conducción.

**5.1.2.9 Desarenadores**

a) Los desarenadores se deben diseñar para evitar el azolvamiento de los sistemas de conducción y preservar los equipos hidromecánicos de la acción abrasiva de los sedimentos gruesos contenidos en el agua.

b) En condiciones normales de operación los desarenadores deben garantizar:

- La clarificación del agua mediante la retención y sedimentación de las partículas mayores a un determinado tamaño;
- El abastecimiento ininterrumpido del agua a las conducciones, según las necesidades de los usuarios;
- La evacuación sistemática de los sedimentos depositados en las cámaras, con el mínimo consumo de agua.

c) Los desarenadores no serán necesarios cuando la captación se haga desde un embalse que disponga de condiciones adecuadas para la retención de los sólidos en suspensión, transportados por el curso de agua afluente al embalse.

*(Continúa)*

d) Cuando se prevé conducciones en canales, los desarenadores deben garantizar la retención de los sedimentos mayores que un determinado tamaño, y que las fracciones no retenidas no sobrepasen la capacidad de transporte del canal, en concordancia con lo establecido en el numeral 5.6.2.

e) Para el diseño del desarenador se debe contar con la siguiente información:

- Datos de la cantidad y composición granulométrica de los sedimentos de fondo y en suspensión, para diferentes períodos del año y para diferentes caudales en el río;
- Datos relativos a las características hidrológicas necesarias para la definición de los caudales de captación y lavado;
- Los esquemas de entrega del agua desde el desarenador.

f) En el diseño de los desarenadores se debe considerar los siguientes elementos:

- Umbral de entrada;
- Una o varias cámaras, en las cuales se produce la decantación de los sedimentos;
- Muros que dividan al desarenador en cámaras separadas;
- Paredes de distribución, para uniformizar las velocidades de flujo del agua en toda la sección de la cámara;
- Umbral de salida al canal colector;
- En desarenadores de cámaras múltiples, canal de distribución que sirve para la repartición del agua a las cámaras;
- Canal colector que une al umbral de salida con la conducción;
- Galerías de limpieza (en cámaras de lavado periódico) que evacúan los sedimentos depositados en las cámaras;
- Colector de lavado que recibe los sedimentos de la galería de limpieza;
- Canal by-pass. Se recomienda su utilización en desarenadores de una cámara.

g) Se debe prestar especial atención a la aproximación del flujo hacia el desarenador. Por tanto, en lo posible, se debe construir un tramo recto de canal de aproximación antes de entrar al desarenador.

Cuando la aproximación sea perpendicular al eje del desarenador, se debe prever un canal repartidor con el fondo en contrapendiente, muros de encauzamiento y tranquilizadores del flujo.

Cuando el desarenador esté directamente acoplado a la toma, se debe construir en el cauce del río, obras de encauzamiento y orientadores de corriente, cuya ubicación y formas se determinarán en el laboratorio, mediante la construcción de modelos físicos, en caso que amerite.

h) La elección del sitio para el desarenador debe hacerse en base a la comparación técnico-económica de alternativas, las mismas que deben tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- Topográficas y geológicas del lugar;
- Facilidades constructivas;
- La aproximación del agua al desarenador, la misma que debe garantizar un proceso normal de decantación de los sedimentos y al mismo tiempo facilitar su evacuación (ver 5.6.7).

i) La elección del lugar para el desarenador se debe hacer en base a las siguientes consideraciones:

i1) La ubicación más idónea de los desarenadores está en las cercanías de la obra de toma, pero no adosada a ella;

i2) Los desarenadores adosados a las obras de toma pueden dar ventajas de orden económico, pero presentan problemas de funcionamiento relacionados con:

- El ingreso al desarenador de agua en exceso, durante las crecidas. Este incremento de caudales se debe a que las oscilaciones de los niveles de agua en la toma se transmiten directamente al desarenador;

*(Continúa)*

- La distribución no uniforme de los caudales en las cámaras, como consecuencia de la variación de las condiciones de aproximación a los orificios de toma; y,
- La formación de zonas de disminución de velocidades y áreas hidráulicamente muertas.

Se debe dar preferencia a los desarenadores adosados cuando se tiene que derivar el agua directamente desde la toma por medio de túneles o tuberías, siempre y cuando a lo largo de la conducción no existan tramos adecuados para la construcción de canales a cielo abierto.

Cuando los caudales derivados sean pequeños, se podrá diseñar desarenadores en caverna:

i3) La ubicación de desarenadores en tramos intermedios de la conducción, se debe realizar cuando, por condiciones topográficas, no sea posible ubicarlos en las cercanías de la toma, o cuando el desnivel en la toma resulte insuficiente para crear condiciones de velocidades que permitan el lavado de los sedimentos.

El tramo de canal que une la toma con el desarenador, debe ser calculado y diseñado para garantizar la suficiente capacidad de transporte de sedimentos.

j) La elección del tipo de desarenador debe hacerse en base a la comparación técnico-económica de alternativas, considerando aspectos relacionados con la construcción y operación del desarenador, y observando las siguientes exigencias:

- Si existe suficiente gradiente hidráulico en el ducto de lavado, y abundante agua en el río, se debe utilizar desarenadores sólo de lavado hidráulico;
- Si no existe el suficiente gradiente hidráulico como para realizar dicho lavado de las cámaras, se debe emplear el desalojo combinado de los sedimentos mediante procesos hidráulicos y mecánicos;
- En general, se deben utilizar desarenadores de cámaras múltiples de lavado periódico, con la excepción de los casos en que se necesite decantar partículas finas de sedimentos menores a 0,1 mm a 0,25 mm;
- Los desarenadores de una cámara de lavado continuo se deben utilizar cuando se tiene sedimentos gruesos que se depositan rápidamente y cuando se disponga para el lavado de un caudal considerable;
- Los desarenadores con limpieza mecánica de sedimentos, o que trabajan en forma combinada con la limpieza hidráulica, se utilizan en aquellos casos cuando no hay suficiente cantidad de agua para un lavado directo y cuando el contenido de sedimentos en el agua es alto. Se emplean también, cuando es necesario evacuar fracciones muy finas de sedimentos.

En la comparación técnico-económica de alternativas se debe considerar las pérdidas de agua para lavado, si éstas ocasionan disminuciones en la entrega de caudales a los usuarios.

k) Las dimensiones económicas de los desarenadores se definirán, asimismo, en base a estudios técnico económicos de varias alternativas, considerando lo siguiente:

- La profundidad útil del desarenador no debe ser menor que 3 m a 4 m; una profundidad menor no es recomendable y puede reflejarse en un diseño antieconómico;
- De las alternativas con indicadores técnico-económicos semejantes, se debe escoger aquella que tenga velocidades medias de flujo mayores, por cuanto el volumen muerto es utilizado fundamentalmente para la retención de las fracciones más gruesas, con lo que se consigue mejorar las condiciones de lavado de las cámaras.

**5.1.2.10 Desarenadores de cámaras múltiples**

a) El número de cámaras debe establecerse considerando las condiciones de lavado del desarenador y el caudal disponible para esta operación. Este último, se asume no menor del 35% al 40% del caudal de diseño del sistema y no mayor del 100% del caudal de diseño de una cámara.

*(Continúa)*

El número de cámaras, como mínimo, debe ser igual a dos.

b) El uso de una sola cámara de lavado periódico se permitirá cuando en la conducción se disponga de un volumen suficiente de auto regulación, y la interrupción momentánea del servicio no produzca reducciones en el caudal de funcionamiento de la planta de tratamiento.

Las cámaras deben tener forma rectangular en planta. No se permite la construcción de desarenadores cuyo eje longitudinal sea curvilíneo.

c) Las cámaras deben unirse a los umbrales de entrada mediante transiciones que permitan una distribución gradual y un flujo uniformemente variado.

La unión del fondo de la cámara con el umbral de entrada se realizará mediante un plano inclinado con el talud ubicado dentro de los límites de la transición.

Cuando la entrega a las cámaras es frontal, esto es, cuando el eje del canal de aducción coincide con el desarenador, la precámara debe ampliarse en planta, desde la sección correspondiente al ancho del canal, hasta una más ancha y profunda, correspondiente a la del desarenador.

Cuando la entrega del agua sea lateral, se admite disminuir la longitud de la pre cámara e incrementar la capacidad de transporte del flujo. En estas pre cámaras de expansión lineal, los sedimentos depositados deben ser evacuados fundamentalmente por medios hidráulicos.

d) Los elementos de limpieza de las cámaras, se calcularán para condiciones de no sumersión, respecto al calado de aguas abajo, en condiciones de flujo en el río en períodos de crecientes.

Cuando se tenga cámaras anchas, en su interior se debe prever muros de seccionamiento hasta una altura ligeramente superior al nivel muerto del desarenador.

El fondo de las cámaras debe diseñarse considerando los desniveles disponibles y tener al menos, una pendiente de 2% a 5%.

e) Para garantizar una distribución uniforme de velocidades de flujo en toda la profundidad del desarenador, se recomienda instalar dentro de las transiciones, rejillas transversales constituidas por barras metálicas o de hormigón armado.

El área y el espaciamiento útil entre las rejillas será tal que las velocidades netas de flujo a través de las mismas no exceda de 0,3 m/s a 0,5 m/s.

f) Cuando el canal de aproximación al desarenador esté en curva, se recomienda instalar al final de éste placas de madera de 5 cm a 10 cm de espesor, separadas de 25 cm a 75 cm para orientar el flujo.

g) En condiciones difíciles de entrada se recomienda la construcción de pilas curvas orientadoras del flujo en la pre cámara, ubicadas a 4 m ó 5 m de distancia de los orificios de entrada del desarenador.

h) Las estructuras de control, a la entrada de los desarenadores de cámaras múltiples, deben estar equipadas con compuertas planas deslizantes y sus respectivos equipos de izaje, que permitan poner fuera de servicio a las cámaras y regular el ingreso del caudal de limpieza.

i) Si la estructura de entrada al desarenador está adosada a la bocatoma, se utilizarán preferentemente compuertas de sector con mecanismos de izaje individuales.

Por las condiciones específicas de operación de los desarenadores, no se necesitará compuertas de emergencia, a excepción de los desarenadores adosados a las obras de toma.

*(Continúa)*

j) En las estructuras de salida se instalarán compuertas similares a las de las estructuras de entrada y de iguales dimensiones. Los mecanismos de izaje de las compuertas ubicadas a la salida, serán similares a los de la entrada.

Se recomienda el uso de compuertas planas deslizantes en las galerías de limpieza.

k) Los mecanismos de izaje de las compuertas de limpieza deben estar equipados con vástagos de tornillo que permitan ejercer presión sobre el fondo. El mecanismo de izaje más recomendable para este tipo

$$L = 1{,}33\, b(V_{med} / U_{az})^2$$

de compuertas es el de tornillo accionado por un motor eléctrico o por un servo motor.

l) Cuando la aproximación del flujo al desarenador sea frontal, la longitud de la pre cámara se recomienda calcular por la fórmula:

En donde:

b = semiancho del canal de aproximación, en m,
$V_{med}$ = Velocidad media de flujo, igual a 0,85 x $V_{sup}$, en m/s,
$U_{az}$ = velocidad crítica de azolvamiento, en m/s,
$V_{sup}$ = velocidad superficial o carga de superficie en m/s.

La longitud de la pre cámara, en este caso, no debe ser mayor al ancho del desarenador y el ensanchamiento del flujo, en planta, se producirá con un ángulo central de 30° a 40°.

m) Las dimensiones del desarenador deben establecerse en base a la comparación técnico-económica de alternativas, calculadas para diferentes profundidades totales del desarenador (H) y velocidades medias de flujo (V).

Por condiciones de limpieza, la profundidad H del desarenador, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$H < ( z + q_1 / v_1 )$$

En donde:

z = desnivel entre el desarenador y el canal de limpieza, en m;
$q_1$ = caudal unitario de limpieza, en $m^3/s$
$v_1$ = velocidad de lavado, en m/s

En el caso de que la cámara tenga pendiente positiva la condición de limpieza a respetarse será:

$$(H + i_o . l\ ) < ( z + q_1 / v_1\ )$$

En donde:

$i_o$ = pendiente del fondo del desarenador
l = longitud útil de la cámara, en m.

La fórmula anterior permite verificar el valor de H obtenido en base a cálculos que se presentan a continuación.

*(Continúa)*

La profundidad de cálculo de la cámara se calcula por la fórmula:

$$H_c = H - ha$$

En donde:

ha = altura del volumen de acumulación de sedimentos, en m.

El volumen de acumulación de sedimentos corresponde a la parte inferior de la cámara, que se llenará de sedimentos hasta una determinada altura previamente calculada. Para una primera aproximación se recomienda asumir igual del 25% a 30% de H.

Las dimensiones definitivas de la cámara se debe determinar en base a los cálculos siguientes:

El ancho útil de las cámaras se calcula por la siguiente fórmula:

$$B_c = \left( \frac{Q_c}{H_c \cdot V_{med}} \right)$$

En donde:

Qc = caudal de diseño de la cámara, en $m^3/s$;
$V_{med}$ = velocidad media de flujo en la cámara, en m/s.

Se asume alrededor de 0,25 m/s a 0,5 m/s para retención de partículas de 0,25 mm a 0,4 mm de diámetro, y 0,7 m/s a 0,8 m/s para diámetros de hasta 0,7 mm.

La longitud total del desarenador (L), se compone de la longitud de la pre cámara ($l_1$), y de la longitud útil de la cámara (Lc).

La longitud útil aproximada de la cámara se determina en base a la longitud de la trayectoria de las partículas del diámetro de diseño, por la fórmula:

$$L_c = k \cdot H_c \cdot V_{med} / W$$

En donde:

k = coeficiente de seguridad, igual a 1,2 a 1,5
Hc = profundidad útil de la cámara
$V_{med}$ = velocidad media de flujo
W = velocidad de sedimentación de las partículas (ver tablas V.11 y V.12).

Se considera que en el flujo existe una velocidad de suspensión $V_{sus}$, que disminuye la velocidad de asentamiento de las partículas, la longitud de la cámara se calcula por la fórmula:

$$L_c = \frac{V_{med} \cdot H_c}{W - V_{sus}}$$

En donde:

$$V_{sus} = 0{,}152W$$

*(Continúa)*

**TABLA 11. Velocidad de sedimentación (w) de partículas de diámetro d entre 0,001 mm y 3,5 mm**

| d, mm | VALORES DE w EN cm/s PARA TEMPERATURAS DEL AGUA EN °C | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **5** | **10** | **15** | **20** |
| 0,001 | 0,0000426 | 0,0000494 | 0,0000565 | 0,000064 |
| 0,003 | - | - | 0,00052 | - |
| 0,005 | 0,001063 | 0,0012356 | 0,001413 | 0,001602 |
| 0,01 | 0,004268 | 0,004942 | 0,00565 | 0,00641 |
| 0,02 | 0,017036 | 0,019769 | 0,02226 | 0,02564 |
| 0,05 | 0,10638 | 0,12356 | 0,14084 | 0,1602 |
| 0,0571 | 0,1325 | 0,157 | 0,1815 | 0,206 |
| 0,06 | 0,1455 | 0,173 | 0,2005 | 0,228 |
| 0,0615 | 0,151 | 0,1805 | 0,21 | 0,2395 |
| 0,065 | 0,1682 | 0,2007 | 0,2332 | 0,2657 |
| 0,0685 | 0,1847 | 0,2217 | 0,2587 | 0,2957 |
| 0,07 | 0,194 | 0,232 | 0,27 | 0,308 |
| 0,075 | 0,2245 | 0,2665 | 0,3085 | 0,3505 |
| 0,08 | 0,2525 | 0,3005 | 0,3485 | 0,3965 |
| 0,085 | 0,282 | 0,336 | 0,39 | 0,444 |
| 0,09 | 0,315 | 0,375 | 0,435 | 0,495 |
| 0,0925 | 0,334 | 0,397 | 0,46 | 0,523 |
| 0,095 | 0,344 | 0,414 | 0,484 | 0,554 |
| 0,1 | 0,885 | 0,46 | 0,535 | 0,61 |
| 0,11 | 0,455 | 0,54 | 0,625 | 0,71 |
| 0,12 | 0,51 | 0,6175 | 0,725 | 0,8325 |
| 0,125 | 0,552 | 0,664 | 0,777 | 0,89 |
| 0,13 | 0,6 | 0,715 | 0,83 | 0,945 |
| 0,14 | 0,692 | 0,812 | 0,932 | 1,052 |
| 0,15 | 0,787 | 0,915 | 1,042 | 1,169 |
| 0,2 | 1,285 | 1,45 | 1,615 | 1,78 |
| 0,25 | 1,845 | 2,05 | 2,255 | 2,46 |
| 0,275 | 2,155 | 2,378 | 2,6 | 2,882 |
| 0,3 | 2,15 | 2,745 | 2,976 | 3,215 |
| 0,325 | 2,87 | 3,12 | 3,37 | 3,62 |
| 0,35 | 3,24 | 3,505 | 3,77 | 4,035 |
| 0,375 | 3,69 | 3,9 | 4,18 | 4,46 |
| 0,4 | 3,97 | 4,26 | 4,55 | 4,84 |
| 0,5 | 5,335 | 5,668 | 6 | 6,332 |
| 0,6 | 6,78 | 7,155 | 7,53 | 7,905 |
| 0,665 | 7,480 | 7,775 | 8,27 | 8,665 |
| 0,7 | 8,16 | 8,57 | 8,98 | 9,39 |
| 0,75 | 8,81 | 9,23 | 9,65 | 10,07 |
| 0,775 | 9,13 | 9,565 | 10 | 10,435 |
| 0,8 | 9,365 | 9,808 | 10,25 | 10,692 |
| 0,85 | 9,84 | 10,295 | 10,75 | 11,205 |
| 0,9 | 10,32 | 10,79 | 11,26 | 11,73 |
| 1 | 11,2 | 11,685 | 12,17 | 12,655 |
| 1,25 | 13,3 | 13,8 | 14,3 | 14,8 |
| 1,5 | 15,15 | 15,65 | 16,15 | 16,65 |
| 1,75 | 16,82 | 17,32 | 17,82 | 18,32 |
| 2 | 18,25 | 18,75 | 19,25 | 19,75 |
| 2,5 | 20,42 | 20,92 | 21,42 | 21,92 |
| 3 | 22,25 | 22,75 | 23,25 | 23,75 |
| 3,5 | 24,05 | 24,55 | 25,05 | 25,55 |

*(Continúa)*

**TABLA 12. Velocidades de decantación (w) de partículas de diámetro d entre 4 mm y 30 mm**

| d<br>mm | w<br>cm/s | d<br>mm | w<br>cm/s | d<br>mm | w<br>cm/s |
|---|---|---|---|---|---|
| 4 | 26,85 | 9 | 40,3 | 20 | 60,2 |
| 5 | 30 | 10 | 42,5 | 22,5 | 63,7 |
| 6 | 32,9 | 12,5 | 47,7 | 25 | 67,2 |
| 7 | 35,5 | 15 | 52 | 27,5 | 70,6 |
| 8 | 38 | 17,5 | 56,2 | 30 | 73,6 |

**5.1.3 Captación de aguas subterráneas.**

**5.1.3.1 Información básica**. Se deberá disponer de la siguiente información:

a) Datos hidrometeorológicos que permitan determinar el balance hídrico de la zona.

b) Fotogrametría, topografía y cartografía básica, que permitan determinar la ubicación de la captación y ocupación de áreas para efectos de expropiación o adquisición legal.

c) Mapas geológicos y datos que permitan determinar el tipo de formación geológica y su litología.

d) Datos sobre puntos de agua: captaciones, vertientes, manantiales, pozos profundos y pozos someros, con localización geográfica, datos hidrogeológicos y calidad del agua.

e) Datos sobre posibles fuentes de contaminación de los acuíferos.

**5.1.3.2 Captación de vertientes**. La captación deberá prever la construcción de una cámara, para proteger los afloramientos contra problemas de contaminación y evitar que los mismos se obturen. Los afloramientos deberán descargar libremente, sin forzar ni alterar las condiciones hidráulicas naturales existentes. La cámara debe disponer de los accesorios básicos e indispensables para su correcto funcionamiento y control, tales como los siguientes: cernidera en el ingreso de la tubería de salida a la conducción, vertedero de excesos o una tubería de desborde al nivel de los afloramientos, sistema de desagüe, boca de visita con tapa sanitaria y válvula de control al inicio de la línea de conducción.

Para interceptar aguas superficiales se diseñará alrededor de la cámara y según la topografía del terreno, una cuneta de coronación o zanja, que conduzca dichas aguas a sistemas de desagüe de tipo natural.

El perímetro de la zona de captación debe cercarse con malla o alambre de púas, para evitar el ingreso de personas extrañas y de animales.

**5.1.3.3 Galerías filtrantes**. Cuando el afloramiento no es del tipo concentrado, sino del tipo disperso, la captación consistirá en la instalación de tuberías perforadas o ranuradas, cubiertas de material filtrante gradado, en una zanja. En el extremo aguas abajo de la tubería se construirá un pozo recolector, desde donde partirá la línea de conducción o el dispositivo de succión de un equipo de bombeo. La galería filtrante también puede estar constituida por excavaciones con revestimientos del tipo permeable. Cualquiera de los dos sistemas de galerías se pueden utilizar para la captación de aguas subsuperficiales, provenientes de recargas de ríos, lagos y embalses.

*(Continúa)*

Las galerías filtrantes se orientarán de acuerdo a la dirección predominante del flujo subterráneo. Cuando la velocidad del río es pequeña y existen estratos de alta permeabilidad, que se conectan con el río, la galería de infiltración se instalará paralela al eje del mismo.

Cuando la velocidad del río es alta y existen estratos de baja permeabilidad, debe investigarse la dirección del flujo subterráneo; sin embargo ramales normales al eje del río dan los resultados deseados. Cuando no existen estratos permeables en las vecindades del río, la galería se instalará por debajo del río y normal a su eje.

Para el diseño de galerías de infiltración se utilizarán los siguientes criterios:

a) El material de constitución de las tuberías dependerá principalmente de la calidad del agua a captarse, en lo referente a su índice de agresividad y de las características del suelo en donde se instalarán.

b) El diámetro mínimo del tubo colector será de 100 mm. El área total de ranuras o perforaciones se calculará fijando una velocidad máxima del agua de 0,05 m/s, para evitar el arrastre de partículas finas y con un coeficiente de entrada de orificio de 0,55. Si la longitud de las galerías fuese muy grande, se dispondrá pozos de revisión cada 50 m, los cuales juntamente con el pozo colector permitirán la revisión y limpieza del sistema.

c) La selección del material filtrante debe tomar en cuenta la granulometría del acuífero y la profundidad de instalación de la tubería. Tanto la grava como la arena, que se use como material filtrante, deben colocarse en capas estratificadas de espesores adecuados y en forma tal que los tamaños varíen de un máximo en el fondo, hasta un mínimo en la parte superior.

d) El material filtrante, en su parte superior, debe protegerse con una capa impermeable, para evitar la contaminación de aguas superficiales.

e) Debe tratarse siempre de mantener la recarga a la zona del acuífero, en el cual se ha dispuesto la galería.

f) El sistema de captación debe permitir la instalación de dispositivos que permitan la desinfección del agua, cuando ello se requiera. Estos dispositivos se ubicarán en la parte superior de los pozos de revisión o pozo colector. Si se trata de pre cloración, ésta sólo se efectuará cuando se compruebe que el potencial de formación de trihalometanos sea nulo.

g) El pozo colector deberá diseñarse de modo que permita captar el caudal necesario y disponer en alguna forma los excesos.

**5.1.3.4 Pozos excavados:**

a) Los pozos excavados se emplean para obtener caudales moderados, dependiendo de las características del acuífero; en el caso de captación de aguas subsuperficiales o para la captación indirecta de aguas superficiales, para mejorar las características físico-químicas de dichas aguas.

b) Diseño de pozos excavados. La excavación se la realiza generalmente de sección circular y se la va revistiendo con anillos prefabricados de hormigón o con mampostería. La parte inferior del revestimiento, o sea la que va a estar en contacto con el agua debe tener perforaciones de 25 mm a 50 mm de diámetro. Entre la parte exterior del revestimiento y la excavación se deberá colocar grava, especialmente cuando se produzcan sobre excavaciones. La parte superior del revestimiento, hasta una profundidad de por lo menos 3 m no debe tener perforaciones. Además el revestimiento debe elevarse 0,6 m sobre el nivel de máxima inundación. El pozo debe cubrirse con una losa de hormigón de cierre hermético, la misma que dispondrá de una boca de visita con su tapa sanitaria. Alrededor del pozo y en la superficie del terreno se diseñará una zanja de drenaje, para recolectar las aguas superficiales y disponerlas convenientemente.

*(Continúa)*

Además de lo indicado se tomará en cuenta los siguientes aspectos:

b1) En el fondo del pozo se dispondrá de un filtro de arena y grava, de grueso a fino hacia abajo.

b2) Si el pozo se va a emplear para la captación indirecta de aguas superficiales, debe ubicarse a una distancia no menor a 10 m del curso superficial.

b3) El diámetro del pozo queda limitado por razones constructivas y variará entre 1,2 m a 2,5 m.

b4) Todos los cruces de tuberías a través de la losa de tapa del pozo, deben ser del tipo hermético, que impidan el ingreso de aguas extrañas.

b5) La selección de pozos del tipo Ranney o radiales, conjuntamente con sus parámetros y criterios de diseño, deberá ser debidamente justificada ante la SAPYSB por parte del proyectista.

**5.1.3.5 Pozos hincados o punteras (well points)**

a) Los pozos hincados se utilizarán en terrenos poco compactos o granulares, que permitan su instalación por golpe o a presión de agua (chorro), con niveles freáticos someros (máximo 5 m a nivel del mar). Para su diseño se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

a1) Deberán tener una punta de hincamiento aguzada, altamente resistente a la percusión, si ese fuera el procedimiento de instalación, caso contrario debe poseer un tapón.

a2) A la punta o al tapón se acoplará una rejilla, la misma que puede estar constituida por la tubería de revestimiento debidamente ranurada, preferentemente la sección transversal de la ranura debe ser en V.

a3) Al extremo superior de la rejilla debe analizarse la posibilidad de instalar una válvula check, que permita mantener cebada la tubería de revestimiento, en el caso de que esta funcione como tubería de succión de un equipo de bombeo.

a4) Desde la rejilla hasta la superficie del terreno se acoplará la tubería de revestimiento.

a5) En el extremo superior de la tubería de revestimiento, se instalará una válvula de compuerta, que permita aislar el pozo.

a6) Para el caso de la instalación de una batería de pozos de este tipo, se deberá prever la instalación de accesorios en la línea de succión común del sistema, tales como válvulas de compuerta que permitan desviar el agua hacia desagües.

a7)Los diámetros más adecuados, de las tuberías de los pozos hincados, pueden estar comprendidos entre 32 mm y 50 mm y en situaciones favorables hasta de 100 mm.

a8) La profundidad de estos pozos dependerá del tipo de formación acuífera, del nivel freático y de la altura máxima de succión permitida en la zona del proyecto.

a9) El número de pozos dependerá de las características hidráulicas del acuífero y de las necesidades a satisfacer. La distancia entre pozos debe ser tal que la interferencia de niveles de bombeo sea un valor mínimo o preferentemente nulo. Todos los pozos, que conforman la batería, se acoplarán a una sola tubería de succión del sistema de bombeo.

a10) En el caso de que se requiera de varios pozos de este tipo, se procurará que estos se localicen simétricamente con respecto al equipo de bombeo, recomendándose una disposición circular, para de esa forma obtener una mayor eficiencia hidráulica, con la bomba ubicada en el centro de la circunferencia.

*(Continúa)*

a11) Para el desarrollo de pozos hincados a nivel del mar, se tomarán todas las previsiones para evitar la intrusión salina.

**5.1.3.6 Pozos profundos**

a) Información adicional. Además de la información básica considerada en el numeral 5.1.3.1, deberá contarse con los siguientes datos:

a1) Hidrológicos: niveles piezométricos y cotas de las capas freáticas, precipitación anual, escorrentía y posibles recargas al acuífero, pérdidas por evaporación, transpiración, descargas de aguas subterráneas y balance hídrico de la zona.

a2) Geológicos: Características físicas de los acuíferos: magnitud, espesor, límites, etc.; características hidráulicas de los acuíferos: permeabilidad, transmisibilidad, rendimiento específico, permeabilidad de los acuíferos adjuntos, coeficientes de almacenamiento, etc.

a3) Prospección geofísica: utilizando cualesquiera de los métodos: resistividad eléctrica, sísmico, gravimétrico o radioisótopos.

a4) Pozos de prueba: Se obtendrá la información litológica, por medio de muestras de los estratos atravesados, con intervalo máximo de muestreo de 2 m de avance; y realización de los análisis granulométricos de los estratos permeables.

a5) Prueba de bombeo: Con una duración mínima de 24 horas, para obtener: nivel estático inicial, caudales y niveles de bombeo cada hora, niveles de recuperación, una vez que ha cesado el bombeo, capacidad específica en l/s por metro de abatimiento; obtención de muestras de agua, al inicio, intermedio y final de la prueba, para su respectivo análisis.

b) Para el dimensionamiento definitivo de pozos profundos se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

b1) Tipo de acuífero a captarse.

b2) Posiciones de los niveles estático y de bombeo, para el caudal deseado a explotarse.

b3) El diámetro útil del pozo, el cual corresponde al diámetro interno de la tubería de revestimiento o el diámetro del propio pozo, cuando éste no tenga revestimiento; dicho diámetro está relacionado con el caudal que se pretende extraer y con los diámetros externos de las bombas a utilizarse. Como referencia en la tabla V.13 se indican los diámetros de la tubería de revestimiento para diferentes caudales, sin embargo debería consultarse el catálogo de los equipos de bombeo, para que exista una holgura de por lo menos 5 cm, entre el diámetro interno de la tubería de revestimiento y el diámetro externo de los tazones de la bomba.

*(Continúa)*

**TABLA 13. Diámetros recomendados para la tubería de revestimiento de pozos**

| DIÁMETRO DE LA TUBERÍA, mm | CAUDAL, l/s |
|---|---|
| 100 | 3 a 5 |
| 150 | 6 a 9 |
| 200 | 8 a 20 |
| 250 | 20 a 30 |
| 300 | 30 a 40 |
| 400 | 40 a 80 |
| 500 | 80 a 120 |
| 600 | 120 a 200 |

b4) La profundidad de la perforación estará definida fundamentalmente por las características de la formación a explotarse y por los requerimientos del proyecto. En todo caso se perforarán 3 m adicionales al nivel inferior de la rejilla, para facilitar el anclaje del pozo y disponer de un espacio libre para acumulación de sedimentos.

b5) Cuando la perforación atraviese acuíferos que contengan agua de calidad objetable y para evitar la contaminación de los otros acuíferos, se debe proceder a aislar los mismos, utilizando encamisados o sellamientos impermeables.

b6) En todos los casos y en la zona del acuífero se instalará una rejilla, que posea aberturas adecuadas y que además esté en capacidad de soportar los esfuerzos, como de columna y de presión lateral.

b7) Solamente en aquellos casos de acuíferos existentes en zonas rocosas, con grietas o fallas, se podrá prescindir de la rejilla.

b8) El diseño definitivo de la rejilla debe comprender los siguientes puntos:

1) Longitud de la rejilla.

Para acuíferos confinados y homogéneos: Si el espesor del acuífero es menor que 8 m se colocará rejilla en por lo menos el 70% del espesor. Si el espesor del acuífero está entre 8 m y 15 m, se colocará rejilla en por lo menos el 75% de su espesor. Si el espesor del acuífero es mayor de 15 m se colocará rejilla en por lo menos el 80% del espesor. La rejilla puede colocarse centrada en el acuífero o en tramos cortos interespaciados con tramos de tubería.

Para acuíferos confinados no homogéneos, la rejilla se colocará en el estrato más permeable, con longitudes de por lo menos el 90% del espesor.

Para acuíferos libres homogéneos la rejilla se colocará en la parte inferior del acuífero con una longitud que oscile del 30% al 50% del espesor.

Para acuíferos libres no homogéneos la rejilla se colocará en la parte inferior del estrato más permeable, con una longitud del 30% al 50% del espesor.

El nivel de bombeo para los acuíferos confinados no debe ir más bajo del nivel superior del acuífero. Para acuíferos libres el nivel de bombeo no debe ir más bajo de la parte superior de la rejilla.

*(Continúa)*

2) Abertura de las ranuras de la rejilla.

La abertura de las ranuras de la rejilla se determinará en base al análisis granulométrico de las muestras del acuífero.

En formaciones homogéneas, constituidas por arena fina uniforme, la abertura de la rejilla se seleccionará como el tamaño que retenga del 40% al 50% retenido acumulado, dependiendo de la calidad química del agua y de la bondad de las muestras analizadas.

En formaciones homogéneas, constituidas por arenas y gravas gruesas, la abertura de la ranura de la rejilla se seleccionará como el tamaño que retenga del 50% al 30% retenido acumulado, dependiendo del tiempo disponible para el desarrollo del pozo, del espesor del acuífero, de las características de sus límites superior e inferior y de la bondad de las muestras analizadas.

Si existen capas acuíferas de material fino sobre capas de material grueso, debe extenderse por lo menos 0,6 m, la rejilla diseñada con abertura del material fino, en la zona del material grueso. Además, el tamaño de las aberturas de las rejillas, de las zonas de material grueso, no debe sobrepasar el doble del tamaño de las aberturas de la rejilla de la zona de material fino.

3) Diámetro de la rejilla.

El diámetro de la rejilla se escogerá en función de la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras de la rejilla, para de esa forma reducir las pérdidas por fricción y las ratas de incrustación y corrosión. Además la velocidad de entrada debe estar en correlación a la permeabilidad del acuífero, según se indica en la tabla 14.

**TABLA 14. Velocidades de entrada del agua a las rejillas**

| PERMEABILIDAD DEL ACUÍFERO m/d | VELOCIDAD OPTIMA cm/s |
|---|---|
| > 80 | 3 |
| 60 | 2,5 |
| 40 | 2 |
| 20 | 1,5 |
| < 20 | 1 |

El área efectiva de la rejilla se calculará con la expresión:

$$Ae = 1\,000 \frac{Q}{L \times v}$$

En la que:

Ae = Área efectiva, en $cm^2$ por metro de rejilla.
Q = Caudal del pozo, en l/s
L = Longitud de la rejilla, en m;
v = Velocidad óptima de entrada, en cm/s

El área efectiva de la rejilla será como mínimo el 50% del área total de las ranuras.

*(Continúa)*

4) Material de constitución de la rejilla.

El material de constitución de la rejilla debe ser resistente a la corrosión, al pandeo, a la tracción, a la compresión y también económico

5) Empaque de grava.

Se utilizará empaque de grava en la zona de la rejilla en los siguientes casos: acuíferos de arena fina, que requiera una abertura de la ranura de la rejilla inferior a 0,025 cm; acuíferos confinados gruesos y homogéneos, areniscas pobremente cementadas, formaciones laminadas y tipo de equipo de perforación.

En los pozos con empaque de grava se escogerá una grava que retenga todo el material de la formación del estrato más fino y luego se escogerá una abertura de ranura de la rejilla, que retenga el 90% de la grava.

El material del empaque de grava debe tener un coeficiente de uniformidad menor o igual a 2,5 y debe estar constituido por grava limpia, redondeada y lisa, con no más del 5% de material calcáreo.

El espesor del empaque de grava será como mínimo 0,07 m y 0,2 m como máximo.

6) Estabilizador de la formación.

Se utilizará como estabilizador de la formación el material necesario para rellenar el espacio anular, entre la rejilla y el hueco perforado, utilizando arena gruesa o una mezcla de arena y grava limpias.

El estabilizador se colocará por lo menos hasta una altura de 9 m o de 1/3 del espesor del acuífero, sobre la parte superior de la rejilla.

En la tabla V.15 se da como referencia los tamaños del material del estabilizador, para diferentes valores de aberturas de ranuras de la rejilla

**TABLA 15. Tamaños del material del estabilizador**

| **ABERTURA DE LA REJILLA mm** | **MATERIAL mm** |
|---|---|
| De 0,61 a 0,76 | De 0,59 a 1,59 |
| De 0,76 a 1,02 | De 0,83 a 2,39 |
| De 1,02 a 1,52 | De 1 a 3,18 |
| De 1,52 a 2,54 | De 1,59 a 4,7 |
| De 2,54 a 3,81 | De 3,18 a 9,42 |

**5.1.3.7** Otros elementos a considerar en el diseño.

Con el objeto de mantener el nivel del empaque de grava o del relleno estabilizante, se dejará una tubería de 50 mm de diámetro, colocada por afuera del revestimiento del pozo, que vaya desde el borde superior o brocal, hasta el nivel donde se encuentran dichos materiales.

*(Continúa)*

Los equipos de bombeo que se instalen en el pozo, deben asegurar una sumergencia mínima de 1 m con respecto al nivel de bombeo. El dispositivo de succión de la bomba no deberá ubicarse frente a las secciones de rejilla.

El diseño debe prever la instalación de sistemas de medición de niveles de agua en el interior del pozo, manómetros en la línea de descarga y un dispositivo de medición de caudales.

La tubería de revestimiento debe sobresalir, por lo menos, 0,5 m por encima del piso de la caseta de bombeo, el cual debe ubicarse en un nivel superior al del terreno natural y al de la máxima inundación registrada.

Cualquier respiradero o salida para mangueras o cables, debe prolongarse 0,6 m sobre el piso de la caseta. El cruce de estos elementos por el brocal del pozo debe ser hermético.

Los extremos abiertos de la tuberías deben ser protegidos, para evitar la entrada de cuerpos extraños, polvo o animales.

Cuando se instale el equipo de bombeo, directamente sobre la tubería de revestimiento, debe asegurarse un ajuste hermético entre dichos elementos. Igual situación se debe prever cuando la bomba no está directamente sobre la boca del pozo, utilizando sellos herméticos de expansión.

**5.2. Conducciones**

**5.2.1 Generalidades**

**5.2.1.1** Las obras de conducción deben diseñarse para garantizar:

- El transporte desde la fuente de las cantidades de agua previstas y su entrega ininterrumpida a los usuarios;
- La protección contra el ingreso de cuerpos flotantes, basuras, etc.;
- La protección contra el ingreso de aire en la conducción a presión;
- Limitar las sobre presiones producidas en el funcionamiento en régimen transitorio;
- La protección de la conducción de la contaminación producida por las aguas superficiales y por el aire;
- La posibilidad de operaciones de mantenimiento, durante los tiempos previstos y para las distintas categorías de garantías de abastecimiento y características de los usuarios, indicadas en la tabla 1.

**5.2.1.2** Los sistemas de transporte del agua pueden dividirse en dos grupos: conducciones a presión y conducciones a gravedad.

Las conducciones a gravedad pueden ser con flujo a lámina libre o con flujo a presión (a tubo lleno). Además, se consideran conducciones a presión a las que impulsan el agua por bombeo.

**5.2.1.3** La elección del método de conducción, para la alternativa seleccionada, debe definirse en base a estudios de calidad del agua; tipo de fuente de abastecimiento; distancia entre la fuente y el sitio a servir; condiciones topográficas, geológico-geotécnicas y cantidad de agua a transportar.

**5.2.1.4** La elección del sistema de conducción debe hacerse considerando lo indicado en 5.2.1.3, sin excluir que en determinados casos pueda utilizarse la combinación de los dos sistemas, estableciéndose tramos del uno y del otro, especialmente por consideraciones vinculadas con el relieve del terreno.

Está permitido el uso de tramos sucesivos de conducción a gravedad y a presión, ya sea por gravedad o por bombeo, siempre y cuando se respeten las condiciones particulares de funcionamiento de cada tramo.

*(Continúa)*

**5.2.1.5** Las estructuras destinadas a la conducción se diseñarán para garantizar el transporte del caudal necesario para satisfacer la demanda de agua, considerada al final del período de diseño.

Se respetarán los siguientes criterios:

a) El caudal de diseño será igual al caudal medio anual, cuando los usuarios no presenten variaciones en sus consumos anuales, diarios u horarios.

$$Q_{dis} = Q_{med}$$

b) Cuando la conducción esté directamente conectada a reservorios de distribución, o a una red que disponga de reservorios de emergencia, el caudal de diseño será igual al caudal medio anual multiplicado por el coeficiente de variación diaria, y dividido para la fracción de tiempo de funcionamiento diario de la conducción.

$$Q_{dis} = k_{maxdia}\ Q_{med} / \%T$$

c) Cuando la conducción esté directamente conectada a una red de distribución que no disponga de reservorios de emergencia, el caudal de diseño será igual al caudal medio anual multiplicado por el coeficiente de variación diaria y por el coeficiente de variación horaria.

$$Q_{dis} = K_{maxdia}\ K_{maxhor}\ Q_{med}$$

**5.2.1.6** Cuando la conducción transporte agua a una planta de tratamiento, el caudal de diseño se determinará con los mismos criterios indicados en el numeral 5.2.1.5 literal b, incrementado en un 10%, para satisfacer las necesidades propias de la planta de tratamiento (en concordancia con tabla 5).

**5.2.1.7** Para el estudio de las obras hidráulicas de conducción se debe observar lo estipulado en la tercera parte de las presentes normas.

**5.2.1.8** La elección de la alineación de la conducción debe basarse en la comparación técnico-económica de alternativas, considerando las dificultades que puedan presentarse, tales como:

- Zonas pantanosas, con características que tornen difícil el acceso a esos tramos, para labores de mantenimiento;
- Zonas de inestabilidad comprobada;
- Áreas de interés social o de seguridad pública, cuya ocupación sea perjudicial, a criterio de las autoridades competentes;
- Áreas sujetas a operaciones de dragado o tráfico de embarcaciones, cuando la conducción no pueda ser instalada bajo una cota de seguridad;
- Aeropuertos, autopistas y vías de tráfico intenso, que no ofrezcan posibilidades de mantenimiento de la conducción;
- Vías férreas electrificadas, cuando la conducción pueda ser afectada por el campo eléctrico.

**5.2.1.9** En áreas urbanas la conducción deberá acondicionarse al sistema vial existente.

**5.2.1.10** Las conducciones se instalarán en franjas de utilidad pública, y cuando esto no sea posible se procederá a la expropiación de la franja.

El ancho de la franja será el mínimo necesario que permita labores de mantenimiento y reparación.

**5.2.1.11** En el interior de la franja de dominio de la conducción no se permitirá:

*(Continúa)*

- Realizar cultivos, a menos que la conducción esté a una profundidad mayor a 1 m;
- Construir obras permanentes;
- El tráfico vehicular, a menos que la conducción esté suficientemente enterrada o que tenga recubrimiento de protección;
- El ingreso de personas ajenas al personal encargado de su inspección y mantenimiento.

**5.2.1.12** Cuando la conducción cruce obligatoriamente una carretera de tráfico intenso, se debe prever la instalación de ésta en el interior de una galería, a fin de facilitar las operaciones de inspección y mantenimiento, sin la interrupción del tráfico.

**5.2.1.13** Las conducciones con tuberías metálicas, deberán estar alejadas de las vías férreas electrificadas, instalaciones industriales o mineras alimentadas con corriente eléctrica continua, así como de los postes de protección catódica.

Cuando la intensidad de las corrientes vagabundas sea particularmente elevada, se estudiarán medidas de protección adecuadas, como recubrimientos aislantes, mangas de polietileno, o protección catódica.

### 5.2.2 Conducciones a gravedad a lámina libre

**5.2.2.1** Las conducciones a gravedad a lámina libre, pueden ser realizadas en forma de canales cerrados que trabajan parcialmente lleno.

**5.2.2.2** El tipo de conducción a gravedad, a lámina libre, debe establecerse en base a la comparación técnico-económica de alternativas, considerando las condiciones del lugar y las exigencias relativas a la calidad del agua.

Para la elección del tipo de conducción a gravedad, se debe considerar, a más de lo indicado en 5.2.1.1, lo siguiente:

- Las pérdidas de agua por filtraciones y evaporación que se producen desde canales abiertos;
- La posibilidad de crecimiento de plantas acuáticas y la coloración del agua;
- La posibilidad de contaminación del agua transportada, por otras aguas superficiales y desde el aire;
- Los cambios de temperatura en el agua.
- Impedir el acceso de animales y personas.

**5.2.2.3** Si existe suficiente desnivel entre la fuente de abastecimiento y el sitio de entrega del agua, se debe dar preferencia a conducciones a gravedad, con flujo a presión.

**5.2.2.4** Las velocidades del flujo, en los canales destinados a la conducción de agua, deben limitarse hasta valores que no produzcan la erosión de la solera y las paredes del canal y al mismo tiempo impidan la sedimentación de materiales sólidos transportados por el agua.

Se debe controlar las velocidades máximas y evitar el funcionamiento de la conducción en régimen crítico y supercrítico; con relación a problemas de inestabilidad del flujo y/o condiciones de ondulaciones de difícil control.

Para evitar la erosión de la solera y paredes de las conducciones a lámina libre se recomienda utilizar las velocidades recomendadas en la tabla 16.

*(Continúa)*

**TABLA 16. Velocidades máximas recomendadas para conducciones a lámina libre**

| **CALADO MEDIO m<br>MATERIAL SOLERA** | **VELOCIDAD MÁXIMA m/s<br>CALADO MEDIO m** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **0,4** | **1** | **2** | **> 3** |
| Arenas de grano medio | 0,27-0,47 | 0,32-0,57 | 0,37-0,65 | 0,4 -0,7 |
| Gravas de grano medio | 0,65-0,8 | 0,8 –1 | 0,9 -1,1 | 0,95-1,2 |
| Cantos rodados medianos | 1,2 -1,5 | 1,4 -1,8 | 1,6 -2,1 | 1,8 -2,2 |
| Bolones de más de 150 mm | 2,3 -2,8 | 2,8 -3,4 | 3,2 -3,9 | 3,4 -4,2 |
| Conglomerados, margas, esquistos y pizarras | 2,1 | 2,5 | 2,9 | 3,1 |
| Calizas porosas, conglomerados compactos, areniscas | 2,5 | 3 | 3,4 | 3,7 |
| Dolomitas compactas, cienitas, calizas compactas | 3,7 | 4,5 | 5,2 | 5,6 |
| Mármol, granito, gabro | 16 | 20 | 23 | 25 |
| Andesitas, diabasas, basaltos, cuarcitas | 21 | 25 | 25 | 25 |
| Mampostería de piedra | 2,9 | 3,5 | 4 | 4,3 |
| Mampostería de piedra con aglomerante selecto | 5,8 | 7 | 8,1 | 8,7 |
| Gaviones | 4,2 | 5 | 5,7 | 6,2 |
| Mampostería de ladrillo | 1,6 | 2 | 2,3 | 2,5 |
| Hormigones y recubrimientos de concreto pulidos: | | | | |
| Hormigón de 210 kg/cm² | 7,5 | 9 | 10 | 11 |
| Hormigón de 170 kg/cm² | 6,6 | 8 | 9,2 | 10 |
| Hormigón de 140 kg/cm² | 5,8 | 7 | 8,1 | 8,7 |
| Hormigón de 110 kg/cm² | 5 | 6 | 6,9 | 7,5 |

**5.2.2.5** Cuando el canal transporte aguas limpias se puede reducir las velocidades de flujo y las pérdidas de carga. Los valores de velocidades y pérdidas deben asumirse en base a la comparación técnico-económica de variantes.

**5.2.2.6** En caso de aguas cargadas de sedimentos, y en proyectos en los que los desarenadores no sean previstos al inicio de la conducción, se debe estudiar la composición granulométrica de los sedimentos y en función de ésta definir la velocidad mínima de flujo y el calado del canal.

En todo caso se debe verificar la capacidad de acumulación de sedimentos en el canal para condiciones medias de flujo; y para concentraciones correspondientes a períodos de aguas altas en la fuente.

*(Continúa)*

**5.2.2.7** En canales revestidos de hormigón se pueden asumir velocidades de hasta 10 m/s, siempre y cuando se cuide de la buena calidad del revestimiento y espesor del mismo, disposición y acabado de las juntas de construcción. Sin embargo, la elección de la velocidad de diseño debe estar sustentada en el respectivo análisis técnico-económico.

**5.2.2.8** Se debe verificar el régimen de funcionamiento de cada tramo característico del canal, mediante el cálculo del número de Froude.

Se debe tratar de diseñar las conducciones en régimen subcrítico, y controlar los cambios de régimen mediante un diseño adecuado que evite los resaltos o los controles, utilizando disipadores de energía adecuados a cada caso.

Se podrá diseñar conducciones en régimen supercrítico, siempre y cuando se tomen medidas que limiten las ondulaciones, el deterioro del revestimiento, y el eventual derrame del agua en las curvas.

**5.2.2.9** En el estudio hidráulico de las obras de conducción se debe calcular las pérdidas por fricción y las pérdidas localizadas.

Para el cálculo de la pendiente del canal se recomienda utilizar fórmulas conocidas y coeficientes de rugosidad probados, considerando las modificaciones que pueden sufrir las secciones por enve-jecimiento, crecimiento de vegetación acuática, caída de materiales pétreos, etc.

**5.2.2.10** Los valores de coeficientes de rugosidad deben ser obtenidos de literatura especializada, y se debe comprobar el funcionamiento de la conducción en condiciones de revestimiento nuevo, y, de revestimiento viejo. Como referencia se pueden utilizar los valores indicados en la tabla V.17, en la cual se presentan los valores del coeficiente de rugosidad para utilizarse con la fórmula de Manning

*(Continúa)*

**TABLA 17. Coeficientes de rugosidad para la fórmula de Manning**

| CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE | VALOR DE n DE MANNING | | |
|---|---|---|---|
| | MÍNIMO | MEDIO | MÁXIMO |
| Roca no revestida: | | | |
| - Canales bien recortados | 0,02 | | 0,025 |
| - Canales en condiciones medias | 0,025 | 0,033 | 0,035 |
| - Canales excavados sin cuidado | | 0,04 | 0,045 |
| Roca muy bien revestida: | | | |
| - Túneles a gravedad con gunita | 0,022 | | 0,03 |
| - Túneles a gravedad con las paredes y la solera alisados | 0,019 | 0,023 | |
| Canales en tierra: | | | |
| - En arcilla bien compactada | | 0,02 | |
| - Grandes canales en condiciones medias de mantenimiento | | 0,025 | |
| - Canales en malas condiciones | | 0,0275 | |
| - Canales con algas y plantas acuáticas | | 0,03 | |
| - Canales mal perfilados y con fuerte crecimiento de plantas acuáticas | | 0,035 | |
| Revestimientos de hormigón: | | | |
| - Hormigón ordinario | 0,15 | 0,016 | 0,018 |
| - Hormigón pulido | 0,013 | 0,014 | 0,015 |
| - Tuberías de hormigón | | 0,013 | |
| Revestimiento de concreto | 0,016 | 0,018 | 0,021 |
| Mampostería: | | | |
| - De piedra | 0,017 | 0,022 | 0,03 |
| - De gaviones | 0,025 | 0,027 | 0,032 |
| - De roca cortada | 0,027 | 0,03 | 0,035 |
| Tuberías de hierro fundido | | 0,012 | |
| Tuberías de PVC, asbesto-cemento, o tuberías recubiertas con mortero de cemento | | 0,011 | |
| Tuberías de acero | | 0,011 | |

**5.2.2.11** Se debe calcular las pérdidas de carga localizadas, producidas por rejillas, compuertas, válvulas, transiciones, cambios de dirección, cambios de sección, etc.

*(Continúa)*

**5.2.2.12** En los puntos de transición entre tramos con distinto régimen de funcionamiento, no se permitirá pérdidas de agua, resultantes de las diferentes capacidades de los tramos.

**5.2.2.13** Las conducciones podrán ser ejecutadas con diferentes materiales, escogidos según el tipo de funcionamiento, operación y mantenimiento que se dé al tramo, y considerando además las características del terreno y las cargas actuantes.

**5.2.2.14** El trazado preliminar de canales de conducción se estudiará sobre los planos y escalas indicadas en la tercera parte de estas normas, y luego será precedido por el reconocimiento detallado de campo.

Una vez establecido el trazado preliminar se procederá a la determinación del trazado definitivo, mediante el replanteo de la línea sobre el terreno. La monumentación se hará según las indicaciones de la tercera parte de estas normas.

**5.2.2.15** Para la definición del trazado se tomará en consideración lo siguiente:

- Se fijarán los puntos obligados del trazado, los que se marcarán en los mapas disponibles;
- Se estudiará los lugares de cruce con carreteras, ferrocarriles, y centros poblados, tomando en cuenta las restricciones estipuladas en 5.2.1.8 a 5.2.1.13, y en el capítulo 4.3 de estas normas.
- Se estudiará soluciones alternativas más cortas (sifones, acueductos, rellenos), y se las comparará con la que sigue la línea de nivel;
- Se analizarán las condiciones geológico-geotécnicas de la ruta seleccionada, a fin de evitar zonas desfavorables o adoptar medidas que minimicen los daños durante la operación del sistema.

**5.2.2.16** En canales que atraviesen terrenos planos, se determinará la posición del nivel freático. El trazado deberá cruzar un mínimo de propiedades, a fin de reducir el número de expropiaciones.

**5.2.2.17** El trazado de canales en terrenos montañosos, se estudiará tomando en cuenta lo siguiente:

- En laderas de fuerte pendiente, se planificará canales de sección rectangular íntegramente en excavación;
- Se dejará una berma hacia el lado de la montaña, que facilite labores de mantenimiento y reparación del canal;
- El camino de mantenimiento estará en el lado exterior del canal y tendrá un trazado paralelo a este;
- El eje del canal estará alejado, por lo menos 5 veces el valor del calado, del labio exterior de la ladera;
- En condiciones de inestabilidad comprobada se estudiarán alternativas en túneles, acueductos o sifones.

**5.2.2.18** Se utilizarán canales de sección embaulada en los siguientes casos:

- Cuando la excavación del terreno sobre el canal, se considere poco estable;
- En caso de preverse caídas de piedras desde la ladera;
- En zonas de paso frecuente de personas y animales;
- Cuando se prevea una posible contaminación del agua.

**5.2.2.19** Cuando la pendiente del terreno sea muy empinada, se estudiará la posibilidad de construir un túnel.

**5.2.2.20** Los criterios para fijar los radios de curvatura de los canales deben adaptarse a las características del terreno, procurando proyectar curvas de gran amplitud cuando la topografía lo permita.

Se recomienda que los radios al eje del canal sean al menos 5 veces el ancho del espejo del agua, o 20 veces el valor del radio hidráulico.

*(Continúa)*

Se procurará normalizar las curvas adoptando un número limitado de radios.

En canales, con funcionamiento en régimen supercrítico, se evitará cambios de dirección. Cuando esto no sea posible se estudiará la formación y altura de las ondas, y se tomarán las medidas pertinentes.

**5.2.2.21** La sección del canal se escogerá en base a la comparación técnico-económica de alternativas, considerando además lo siguiente:

- Costo de expropiaciones;
- Posibilidad de disminuir el ancho del canal en terrenos con laderas escarpadas;
- Limitar la profundidad en canales con diques de terraplén.

**5.2.2.22** Obligatoriamente se construirán canales con revestimiento de hormigón o terrocemento, para:

- Evitar pérdidas por filtraciones;
- Admitir velocidades de flujo mayores y consecuentemente menores secciones transversales;
- Evitar el desarrollo de flora acuática; y,
- Disminuir costos de mantenimiento.

**5.2.2.23** Cuando la conducción a lámina libre, tenga tramos interconectados por sifones invertidos de sección circular, la unión entre estos se hará por medio de transiciones.

La transición de sección cuadrada, rectangular o trapezoidal a circular tendrá los siguientes elementos:

- Un tramo a lámina libre, a lo largo del cual, se pasará gradualmente de sección rectangular a cuadrada. La base de la sección cuadrada será igual al diámetro del sifón;
- Un tramo de conducción a presión de sección cuadrada, cuya base será igual al diámetro del sifón, para pasar gradualmente a circular. El tramo de sección cuadrada tendrá el mismo eje que el del sifón.

**5.2.2.24** La longitud total de la zona de transición a lámina libre, será por lo menos igual a 2,5 (B-D), en donde B es el lado mayor de la conducción a lámina libre y D el diámetro del sifón.

La longitud del tramo de transición a presión, será al menos igual a 2D.

**5.2.2.25** Las pérdidas de carga que se producen en las transiciones se considerarán como pérdidas localizadas.

**5.2.2.26** En los cambios de sección no se permitirá perfiles de agua irregulares que produzcan perturbaciones.

El dimensionamiento del perfil longitudinal de la conducción a lámina libre, será verificado para el caso de funcionamiento en régimen gradualmente variado.

Cuando se considere que durante la operación de la conducción se hará variar el nivel del agua, en el extremo de aguas abajo, a fin de obtener una cierta capacidad de almacenamiento, las curvas de remanso podrán calcularse por el método de Bakmeteff o cualquier otro procedimiento.

**5.2.2.27** En conducciones con canales abiertos, se debe considerar la instalación de vertederos laterales, cuya ubicación estará dictada por condiciones morfológicas y consideraciones de funcionamiento que garanticen que no se producirán derrames por sobre el labio del canal.

La distancia entre aliviaderos se establecerá mediante la optimización técnico-económica de alternativas que consideren el costo del aliviadero frente al incremento de costo de la conducción, relacionada con el incremento del factor de seguridad.

*(Continúa)*

### 5.2.3 Conducciones en túneles

**5.2.3.1** En función del régimen de funcionamiento hidráulico los túneles se dividen en:

- A presión, cuando la presión del agua es mayor que la presión atmosférica;
- A gravedad, cuando trabajan a sección parcialmente llena.

**5.2.3.2** Está permitido que los túneles trabajen en régimen no permanente, siempre y cuando, se garantice un cambio gradual de régimen de gravedad a presión, y viceversa. En este caso la solución de diseño debe estar sustentada en resultados de investigaciones de laboratorio.

**5.2.3.3** Las soluciones técnicas en proyectos de nuevos túneles y reconstrucción de túneles existentes, se basarán en el estudio del régimen hidráulico de funcionamiento, profundidad de emplazamiento, ubicación en planta y perfil, secciones transversales, tipo de revestimiento, etc.

Se realizará la comparación técnico-económica de variantes que considere:

- La configuración general del proyecto;
- Las condiciones de operación y mantenimiento;
- Las técnicas de construcción consideradas;
- Los plazos de ejecución;
- Las condiciones topográficas, geológico - geotécnicas, hidrogeológicas, climatológicas, y más condiciones particulares del sitio.

La variante elegida debe garantizar buenas condiciones de resistencia, estabilidad, durabilidad, economía, posibilidad de mecanización e industrialización de los trabajos de construcción y reparación, así como, condiciones óptimas de operación del túnel.

**5.2.3.4** En el estudio del trazado de túneles se debe, en lo posible, evitar zonas que tengan condiciones desfavorables desde el punto de vista geológico geotécnico e hidrogeológico (zonas con fallas geológicas importantes, emanaciones de gases, afluencia de aguas subterráneas, deslizamientos, problemas de karst, etc.); así como también zonas con condiciones sanitarias desfavorables.

**5.2.3.5** El trazado del túnel debe ser recto y de longitud mínima. Se permite trazados no rectos en casos tales como:

- Cuando la configuración del proyecto así lo exija;
- Cuando sea necesario abrir un nuevo frente;
- Cuando se deba garantizar una cobertura suficiente;
- O, cuando sea necesario evitar ubicar el túnel en condiciones inadecuadas, como las indicadas en el punto 5.2.3.2.

**5.2.3.6** Los cambios de dirección del trazado del túnel no serán mayores a los 60 grados, si la velocidad del flujo del agua es de hasta 10 m/s; así mismo, el radio de curvatura debe ser no menor a cinco veces la luz del túnel (5 diámetros). Sólo en base a investigaciones de laboratorio se podrá permitir el aumento del ángulo de giro y la disminución del radio de curvatura, así como el aumento de la velocidad por sobre los 10 m/s.

**5.2.3.7** Los túneles con funcionamiento a gravedad pueden tener secciones tipo herradura, baúl u ovoidal, y su elección se hará de acuerdo con las características de los terrenos que crucen.

Las secciones circulares en túneles a lámina libre se deben adoptar cuando estos crucen terrenos que ejerzan una presión asimétrica en relación al eje vertical de la sección en suelos expansivos, así como también en zonas donde existan importantes presiones de aguas subterráneas.

*(Continúa)*

**5.2.3.8** Los túneles a presión deben tener una sección circular. Se admite construir túneles a presión con otro tipo de secciones, cuando la roca esté poco fisurada, y, si además, con esas secciones se asegura la resistencia del revestimiento.

**5.2.3.9** Las dimensiones de la sección del túnel deben basarse en cálculos hidráulicos y en el análisis técnico-económico de alternativas.

En caso de funcionamiento hidráulico en régimen no permanente, y con velocidades de flujo mayores que 10 m/s, las dimensiones de la sección del túnel debe precisarse en base a resultados de investigaciones en laboratorio y considerando además, la experiencia de operación de túneles que trabajen en condiciones similares.

**5.2.3.10** La altura del colchón de aire sobre el nivel del agua en los túneles a lámina libre, que trabajen con un flujo estable y velocidades de hasta 10 m/s, se debe asumir en base a cálculos hidráulicos, no menor que 0,5 de la altura del túnel y como mínimo 0,5 m.

Si la velocidad en el túnel es mayor que 10 m/s, la suficiencia del mencionado colchón de aire, debe estar sustentada en investigaciones de laboratorio.

**5.2.3.11** Las dimensiones mínimas de los túneles hidráulicos se deben asumir considerando:

- La posibilidad de instalación de equipos de comunicación;
- Las facilidades para el paso de la maquinaria para la construcción; y,
- El cumplimiento de normas de seguridad para la construcción de obras subterráneas.

**5.2.3.12** Con fines de inspección y mantenimiento, en el diseño de los túneles se debe prever la posibilidad del vaciado de este, en su longitud total. Se admite no vaciar los tramos iniciales de los túneles a presión, hasta las compuertas. La longitud de estos tramos debe ser la mínima.

**5.2.3.13** Tanto la entrada como la salida de los túneles deben ser adecuadas en forma de portales, los cuales deben estar ubicados de tal manera, que la estabilidad de los taludes naturales sea alterada en mínima parte.

En zonas sísmicas los portales no deben sobresalir más allá de los límites del talud. Para esto se debe considerar que las formas de los portales deben ser las más simples. Las dimensiones y las formas concretas de la parte de la salida de los portales se deben definir en base a cálculos hidráulicos o asumir en base a resultados de investigaciones en laboratorio.

**5.2.3.14** A la entrada de los túneles se deben prever medidas que excluyan la posibilidad de caída de materiales flotantes y de cualquier otro tipo de materiales extraños. En las obras de toma de túneles de conducción es obligatoria la instalación de rejillas para la retención de basuras.

**5.2.3.15** En los portales de salida se deben prever estructuras de disipación a lámina libre, trampolines o difusores a presión que tengan una expansión en planta y disminuyan en altura, así como dentellones anclados en la cimentación a fin de evitar la erosión de los portales de salida. Además, estos portales deben diseñarse considerando la posibilidad de erosión del cauce del río y de la orilla opuesta.

**5.2.3.16** En el diseño de túneles hidráulicos se debe prever mecanismos para la extracción del aire a fin de evitar cualquier posibilidad de formación de vacíos en el interior del túnel.

**5.2.3.17** En los túneles hidráulicos se debe prever facilidades de transporte de materiales, equipos y del personal que realiza operaciones de mantenimiento.

**5.2.3.18** Los túneles a gravedad, así como los túneles a presión, ubicados a una profundidad de al menos la mitad de la presión interna del agua (en metros), y que corten rocas poco fracturadas no erosionables (incluyendo los materiales de relleno de las fracturas), se deben diseñar sin revestimiento.

*(Continúa)*

**5.2.3.19** Cuando las velocidades de flujo en los túneles sean mayores que 10 m/s, el diseño de túneles no revestidos debe estar sustentado en datos y resultados de investigaciones de laboratorio, que consideren las condiciones del funcionamiento hidráulico y el estado de la roca.

**5.2.3.20** Para mejorar las condiciones hidráulicas y facilitar la observación y el mantenimiento de los túneles no revestidos, como regla general, se debe diseñar con la solera plana de hormigón.

**5.2.3.21** Los tramos inicial y final de túneles no revestidos, (a gravedad o a presión) deben ser revestidos en una longitud igual a la luz (diámetro) de la excavación, pero no menos de 10 metros.

**5.2.3.22** Los túneles no revestidos, en los cuales se puede alterar la estabilidad de determinados bloques aislados o de tramos del macizo rocoso, se debe prever anclajes inyectados y hormigón lanzado.

**5.2.3.23** En el diseño de túneles no revestidos, se deben prever disparos de costura (precorte), a fin de mejorar la rugosidad de la superficie del túnel.

**5.2.3.24** Los revestimientos de los túneles se clasifican en:

- De regularización: destinados exclusivamente a mejorar las características hidráulicas del túnel, y al mismo tiempo, proteger a la roca de la acción de la meteorización y erosión hidráulica;
- Portantes: que garantizan la absorción de cargas durante la construcción y operación del túnel, y al mismo tiempo satisfacen las exigencias de los revestimientos de regularización.

**5.2.3.25** Los revestimientos de regularización se harán con hormigón lanzado o con hormigón monolítico.

Se puede adoptar revestimiento de regularización en túneles a presión, siempre y cuando, la profundidad del túnel sea al menos igual a la mitad de la presión interna del agua (en metros).

Cuando la velocidad del flujo del agua es menor que 10 m/s, se permite el uso de hormigón lanzado sin alisamiento, en las paredes y en la bóveda de los túneles. Para velocidades mayores su uso debe estar fundamentado en datos de investigaciones en laboratorio. La solera de los túneles con revestimiento de regularización debe ser de hormigón.

**5.2.3.26** Los revestimientos y recubrimientos de túneles hidráulicos de alta resistencia a la cavitación o al desgaste, deben ser realizados con hormigones de alta resistencia.

**5.2.3.27** Los diferentes tipos de revestimientos portantes y su campo de utilización para túneles a gravedad y a presión, deben considerar:

- El grado de fracturación de la roca;
- La profundidad a que se encuentren;
- La presión del agua;
- Los métodos de excavación y alteración de la roca, como consecuencia de la excavación.
- La sismicidad de la zona.

**5.2.3.28** Las cargas y solicitaciones que deben considerarse en el diseño del revestimiento son las siguientes:

- Presión del terreno;
- Presión interna del agua;
- Peso del revestimiento;
- Presión interna del agua producida por el golpe de ariete;
- Presión de la lechada de las inyecciones sobre el revestimiento;
- Solicitaciones producidas por cambios de temperatura;
- Solicitaciones producidas por el paso de equipos y maquinarias durante la construcción;
- Cargas sísmicas y otras producidas por explosiones.

*(Continúa)*

**5.2.3.29** Las cargas y solicitaciones se deben considerar para las peores combinaciones posibles, en forma separada, para el período de construcción y para condiciones normales de operación y mantenimiento.

**5.2.4 Tuberías de presión**

**5.2.3.12** Con fines de inspección y mantenimiento, en el diseño de los túneles se debe prever la posibilidad del vaciado de este, en su longitud total. Se admite no vaciar los tramos iniciales de los túneles a presión, hasta las compuertas. La longitud de estos tramos debe ser la mínima.

**5.2.3.13** Tanto la entrada como la salida de los túneles deben ser adecuadas en forma de portales, los cuales deben estar ubicados de tal manera, que la estabilidad de los taludes naturales sea alterada en mínima parte.

En zonas sísmicas los portales no deben sobresalir más allá de los límites del talud. Para esto se debe considerar que las formas de los portales deben ser las más simples. Las dimensiones y las formas concretas de la parte de la salida de los portales se deben definir en base a cálculos hidráulicos o asumir en base a resultados de investigaciones en laboratorio.

**5.2.3.14** A la entrada de los túneles se deben prever medidas que excluyan la posibilidad de caída de materiales flotantes y de cualquier otro tipo de materiales extraños. En las obras de toma de túneles de conducción es obligatoria la instalación de rejillas para la retención de basuras.

**5.2.3.15** En los portales de salida se deben prever estructuras de disipación a lámina libre, trampolines o difusores a presión que tengan una expansión en planta y disminuyan en altura, así como dentellones anclados en la cimentación a fin de evitar la erosión de los portales de salida. Además, estos portales deben diseñarse considerando la posibilidad de erosión del cauce del río y de la orilla opuesta.

**5.2.3.16** En el diseño de túneles hidráulicos se debe prever mecanismos para la extracción del aire a fin de evitar cualquier posibilidad de formación de vacíos en el interior del túnel.

**5.2.3.17** En los túneles hidráulicos se debe prever facilidades de transporte de materiales, equipos y del personal que realiza operaciones de mantenimiento.

**5.2.3.18** Los túneles a gravedad, así como los túneles a presión, ubicados a una profundidad de al menos la mitad de la presión interna del agua (en metros), y que corten rocas poco fracturadas no erosionables (incluyendo los materiales de relleno de las fracturas), se deben diseñar sin revestimiento.

**5.2.3.19** Cuando las velocidades de flujo en los túneles sean mayores que 10 m/s, el diseño de túneles no revestidos debe estar sustentado en datos y resultados de investigaciones de laboratorio, que consideren las condiciones del funcionamiento hidráulico y el estado de la roca.

**5.2.3.20** Para mejorar las condiciones hidráulicas y facilitar la observación y el mantenimiento de los túneles no revestidos, como regla general, se debe diseñar con la solera plana de hormigón.

**5.2.3.21** Los tramos inicial y final de túneles no revestidos, (a gravedad o a presión) deben ser revestidos en una longitud igual a la luz (diámetro) de la excavación, pero no menos de 10 metros.

**5.2.3.22** Los túneles no revestidos, en los cuales se puede alterar la estabilidad de determinados bloques aislados o de tramos del macizo rocoso, se debe prever anclajes inyectados y hormigón lanzado.

**5.2.3.23** En el diseño de túneles no revestidos, se deben prever disparos de costura (precorte), a fin de mejorar la rugosidad de la superficie del túnel.

*(Continúa)*

**5.2.3.24** Los revestimientos de los túneles se clasifican en:

- De regularización: destinados exclusivamente a mejorar las características hidráulicas del túnel, y al mismo tiempo, proteger a la roca de la acción de la meteorización y erosión hidráulica;
- Portantes: que garantizan la absorción de cargas durante la construcción y operación del túnel, y al mismo tiempo satisfacen las exigencias de los revestimientos de regularización.

**5.2.3.25** Los revestimientos de regularización se harán con hormigón lanzado o con hormigón monolítico.

Se puede adoptar revestimiento de regularización en túneles a presión, siempre y cuando, la profundidad del túnel sea al menos igual a la mitad de la presión interna del agua (en metros).

Cuando la velocidad del flujo del agua es menor que 10 m/s, se permite el uso de hormigón lanzado sin alisamiento, en las paredes y en la bóveda de los túneles. Para velocidades mayores su uso debe estar fundamentado en datos de investigaciones en laboratorio. La solera de los túneles con revestimiento de regularización debe ser de hormigón.

**5.2.3.26** Los revestimientos y recubrimientos de túneles hidráulicos de alta resistencia a la cavitación o al desgaste, deben ser realizados con hormigones de alta resistencia.

**5.2.3.27** Los diferentes tipos de revestimientos portantes y su campo de utilización para túneles a gravedad y a presión, deben considerar:

- El grado de fracturación de la roca;
- La profundidad a que se encuentren;
- La presión del agua;
- Los métodos de excavación y alteración de la roca, como consecuencia de la excavación.
- La sismicidad de la zona.

**5.2.3.28** Las cargas y solicitaciones que deben considerarse en el diseño del revestimiento son las siguientes:

- Presión del terreno;
- Presión interna del agua;
- Peso del revestimiento;
- Presión interna del agua producida por el golpe de ariete;
- Presión de la lechada de las inyecciones sobre el revestimiento;
- Solicitaciones producidas por cambios de temperatura;
- Solicitaciones producidas por el paso de equipos y maquinarias durante la construcción;
- Cargas sísmicas y otras producidas por explosiones.

**5.2.3.29** Las cargas y solicitaciones se deben considerar para las peores combinaciones posibles, en forma separada, para el período de construcción y para condiciones normales de operación y mantenimiento.

**5.2.4.1** El trazado de la conducción a presión, en planta, debe estar constituido por tramos rectos, o por segmentos rectos seguidos de cambios de dirección. En perfil, estará preferentemente constituido por tramos rectos.

Cuando se impongan cambios de pendiente, a consecuencia del relieve del terreno, se evitará multiplicarlos excesivamente, especialmente en conducciones de gran diámetro, a fin de facilitar el montaje de tuberías y accesorios.

**5.2.4.2** Las conducciones formadas por segmentos rectos podrán ser curvadas mediante la deflexión de los tubos en sus juntas.

*(Continúa)*

En el caso de juntas flexibles, la diferencia máxima posible en cada junta será la siguiente:

**TABLA 18. Deflexiones máximas para juntas flexibles**

| DIÁMETRO DEL TUBO mm | DEFLEXIÓN | |
|---|---|---|
| | grados | minutos |
| 100 – 300 | 3 | 0 |
| 400 | 2 | 40 |
| 450 | 2 | 25 |
| 500 | 2 | 10 |
| 600 | 1 | 45 |
| 750 | 1 | 25 |
| 900 | 1 | 10 |
| 1000 | 1 | 5 |

El proyecto de una conducción forzada por gravedad, deberá tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Si se origina la tubería al final de un tramo a lámina libre, se deberán respetar las condiciones establecidas en 5.3.3 (transiciones)

- Si el conducto de aguas arriba es descubierto, se exigirá antes de la entrada a la tubería forzada una reja de barras paralelas con abertura igual o inferior a 0.1 m.

**5.2.4.3** Cuando las conducciones a presión se unen a reservorios o cámaras de carga, se deberán observar las siguientes condiciones:

- Si el agua contiene abundantes sedimentos en suspensión se debe prever un desarenador para su remoción y se instalarán malla cuya abertura sea como máximo igual a la mitad del menor diámetro de los sólidos transportados por el agua

**5.2.4.4** En lo posible, hay que evitar los terrenos inestables o los suelos, cuyo análisis revele una corrosividad especial. Si a pesar de todo, es necesario atravesarlos, conviene localizar la conducción con el mejor alineamiento posible y diseñar medidas de seguridad que minimicen los riesgos de daños.

**5.2.4.5** Cuando una tubería se encuentre sumergida, hay que observar las siguientes condiciones:

- El tipo de tubo, juntas, materiales y apoyos debe ser el adecuado a esa forma de instalación; garantizando la estanqueidad del conducto, su estabilidad y resistencia al impacto.

**5.2.4.6** Cuando se planifique un sistema de conducción, con desarrollo por etapas, se debe planificar dos o más líneas de conducción. En este caso, es necesario considerar la interconexión entre las líneas, para facilitar las labores de mantenimiento de los diferentes tramos.

**5.2.4.7** Cuando se prevea una sola línea de conducción, es necesario considerar tanques de reserva, capaces de absorber la demanda durante el tiempo que tome la reparación del daño.

El tiempo necesario para la reparación de la tubería debe asumirse según la tabla 19.

*(Continúa)*

**TABLA 19. Tiempos para reparación de tuberías**

| DIÁMETRO DE LA TUBERÍA mm | TIEMPO DE REPARACIÓN EN HORAS, LA TUBERÍA SEGÚN LA PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA | |
|---|---|---|
| | < 2 m | > 2 m |
| Hasta 400 | 8 | 12 |
| De 400 a 1000 | 12 | 18 |
| Más de 1000 | 18 | 24 |

El tiempo mínimo para la reparación de una tubería debe asumirse considerando el material, diámetro, condiciones de instalación, trazado, disponibilidad de accesos y medios para la eliminación de los daños, pero no menos de 6 horas.

**5.2.4.8** Se recomienda dividir a la tubería de conducción a presión en tramos de mantenimiento, no mayores a 5 km, cuando se tenga más de una línea; o no más de 3 km, cuando la conducción sea de una sola línea.

**5.2.4.9** Las tuberías de conducción, por lo general, deben diseñarse enterradas. Cuando exista suficiente sustentación técnica, se permitirá el uso de conducciones al aire libre, o dentro de tuberías que incluyan otros servicios.

**5.2.4.10** Las tuberías pueden tenderse en todo tipo de terreno, sin ningún perfilaje

Cuando se excave en terrenos rocosos o en terrenos blandos, se debe profundizar la excavación de la zanja en 10 cm a 20 cm, por debajo de la cota definitiva de la solera, para luego restablecer el nivel de diseño, confeccionando un lecho de apoyo.

En terrenos rocosos se debe colocar una cama de arena de al menos 10 cm de espesor.

En terrenos blandos se debe colocar una capa de materiales gravo-arenosos o de ripios triturados, que constituyan un adecuado drenaje.

**5.2.4.11** El diámetro de la conducción debe establecerse en base a una optimización técnico-económica, considerando en este análisis las condiciones de trabajo, cuando se interrumpa un determinado tramo.

El diámetro mínimo de la tubería de conducción, que contemple necesidades contra incendios, debe ser no menor a 100 mm, para centros poblados urbanos e instalaciones industriales, y no menos de 75 mm, para poblaciones rurales.

**5.2.4.12** Las tuberías de conducción deberán diseñarse considerando las siguientes instalaciones:

- Válvulas para la interrupción del servicio, por tramos;
- Válvulas de purga de aire;
- Ventosas para la extracción del aire;
- Válvulas de vaciado;
- Válvulas de regulación de presión;
- Aparatos de control de sobre presiones, para condiciones de golpe de ariete;
- Juntas móviles;

*(Continúa)*

- Apoyos y anclajes.
- Bocas de inspección;
- Estación para medición de caudal.

En tuberías de presión por gravedad, se debe considerar la instalación de cámaras rompe presión o de accesorios que permitan garantizar su funcionamiento en cualquier régimen, sin sobrepasar las presiones admisibles, y según el tipo de tubería elegida.

**5.2.4.13** Las cámaras rompe presión deben diseñarse para satisfacer las siguientes condiciones:

- Crear un volumen de reserva de agua, suficiente como para satisfacer demandas instantáneas y abatimientos bruscos de nivel, producidos por la apertura de alguna válvula ubicada aguas abajo;
- Impedir la entrada de aire a la tubería;
- Impedir el ingreso a la tubería de cuerpos flotantes y otros materiales que puedan caer en la cámara;
- Desalojar automáticamente el agua, en caso de que se produzca el cierre brusco de alguna válvula ubicada aguas abajo;
- Proporcionar una transición adecuada, que una la estructura prismática de la cámara con la tubería, minimizando las pérdidas de carga localizadas.

**5.2.4.14** Las uniones móviles se deben considerar:

- En las tuberías cuyas juntas no puedan compensar los desplazamientos provocados por los cambios de temperatura del agua o del aire, o por condiciones vinculadas a los suelos;

- En las tuberías de acero instaladas en el interior de galerías o canales, entre apoyos fijos. El espaciamiento entre juntas debe determinarse en base a cálculos estáticos.

- En las tuberías instaladas sobre terrenos compresibles.

Cuando la conducción se instale dentro de una zanja, se debe considerar juntas móviles, en los lugares de acople a piezas de hierro fundido.

Cuando la tubería sea de hierro fundido, y se instale enterrada dentro de una zanja, las juntas móviles deben estar dentro de pozos.

**5.2.4.15** Los materiales y tipo de tubería se debe escoger en base a cálculos estáticos, considerando, a más de las condiciones de funcionamiento, las condiciones sanitarias, la agresividad de los suelos y la calidad del agua a transportar.

Se debe dar preferencia al uso de materiales de fabricación nacional.

Las tuberías de hierro fundido, deben instalarse preferentemente, cuando éstas crucen centros poblados, áreas industriales y agroindustriales, y cuando por razones técnico-económicas no se pueda utilizar tuberías no metálicas.

Las tuberías de acero se deben instalar, cuando:

- La presión de trabajo no sea mayor que la de los materiales de fabricación nacional;
- En los cruces de carreteras y vías férreas;
- En los sitios de cruce con redes de alcantarillado;
- La tubería se instale sobre apoyos o dentro de galerías;
- En suelos compresibles y expansivos.

En las conducciones con tuberías de hormigón armado o de asbesto cemento, se permite utilizar piezas de acople de hierro fundido.

*(Continúa)*

**5.2.4.16** Las tuberías de presión se deben calcular a la presión interna del agua, del suelo, a las cargas temporales, a la presión atmosférica en los puntos de formación de vacíos y a la presión hidrostática externa, cuando éstas se encuentren sumergidas, o bajo niveles freáticos altos.

**5.2.4.17** En las conducciones a presión se debe prever suficientes aparatos que garanticen la extracción del aire, que pueda estar bloqueado, al momento de llenado de la tubería.

**5.2.4.18** Cuando la conducción presente varios puntos altos, vinculados al relieve del terreno, se recomienda prever las siguientes pendientes mínimas:

- 0,2% a 0,3% en tramos ascendentes;
- 0,4% a 0,6% en tramos descendentes.

Tal perfil, con subidas lentas y bajadas rápidas, facilita la reunión del aire en los puntos altos, al mismo tiempo que contrarresta el arrastre eventual de bolsas de aire y la producción de golpes de ariete.

Se evitará diseñar las conducciones a presión, con subidas rápidas y bajadas lentas.

**5.2.4.19** En terrenos planos hay que evitar pendientes nulas, por cuanto, pequeños hundimientos pueden producir puntos altos no previstos.

La pendiente mínima en terrenos planos, será de al menos 0,05%.

**5.2.4.20** Al inicio de cada tramo se instalarán válvulas de compuerta, que permitan realizar labores de mantenimiento o reparación y el llenado de la tubería por tramos.

**5.2.4.21** Las válvulas de purga de aire, de accionamiento automático, deben instalarse sistemáticamente en los puntos altos de las conducciones, a fin de eliminar cualquier formación de bolsas de aire o vacíos.

Se debe ubicar también válvulas de aire, en la parte superior de los tramos de mantenimiento, y su accionamiento puede ser manual.

**5.2.4.22** Las ventosas de extracción de aire se deben instalar en todos los sitios donde se prevea una válvula de extracción de aire.

Se puede prescindir de la instalación de ventosas, en aquellos casos en que se garantice la expulsión del aire conjuntamente con el agua.

Se recomienda utilizar ventosas de:

- 25 mm de diámetro, para tuberías de hasta 500 mm;
- 50 mm de diámetro, para tuberías de más de 500 mm.

**5.2.4.23** Si es imposible evitar en el trazado tramos horizontales seguidos de tramos descendentes, hay que prever ventosas o purgadores de aire, en los extremos de los primeros.

**5.2.4.24** Si es necesario se instalarán puntos de purga de aire suplementarios, aguas abajo de los aparatos de cierre, tales como válvulas de compuerta y de retención, susceptibles a cerrarse en el momento del vaciado o del llenado de la conducción.

**5.2.4.25** Las válvulas de vaciado se instalarán al final de cada tramo de mantenimiento, así como también en los puntos bajos, donde se prevea su utilización para lavado.

La instalación de válvulas de vaciado en los puntos bajos de la conducción debe permitir el vaciado total del tramo de la tubería.

*(Continúa)*

El dimensionamiento de las purgas para lavado, debe garantizar velocidades de flujo no mayores a 1,1 veces la velocidad de diseño, para el caudal correspondiente, y de acuerdo a las normas de la SAPYSB.

**5.2.4.26** El agua utilizada para el lavado de la tubería debe ser descargada en el curso de agua o quebrada más próxima.

**5.2.4.27** Se instalarán válvulas reductoras de presión, de tal forma que ésta no sobrepase el valor máximo fijado, en función al tipo y clase de tubería, y condiciones de explotación del sistema.

**5.2.4.28** Se instalarán en las conducciones, aparatos antigolpe de ariete (tipo válvulas de descarga), cuando se espere que la sobre presión ocasionada por el cierre o apertura de una válvula, sea mayor que la presión de trabajo de la tubería. Estas válvulas deben garantizar su apertura automática, cuando la presión sobrepase el valor fijado, y que además, se cierren lentamente, para evitar golpes de retorno.

**5.2.4.29** Las medidas de protección contra el golpe de ariete deben considerarse en los siguientes casos:

- Interrupción imprevista del funcionamiento de las bombas, que produzcan la interrupción brusca del suministro del agua;
- Cierre mecanizado de válvulas, cuando se desconecta la conducción o un tramo de ella;
- Apertura o cierre brusco de las válvulas de admisión a la conducción.

Las sobre presiones producidas por el golpe de ariete deben determinarse en base a cálculos hidráulicos, para condiciones normales y críticas de funcionamiento. En base a los resultados de estos cálculos se asumirán los medios de defensa, que garanticen la protección de la tubería elegida, para las presiones normales de trabajo.

Se permitirá el uso de tuberías de clase superior, en aquellos caso, en que su incremento de costo sea menor que el costo de los medios de protección necesarios para contrarrestar el golpe de ariete.

**5.2.4.30** En calidad de medios de defensa contra el golpe de ariete, provocado por el cierre o arranque brusco de las bombas, se pueden utilizar los siguientes:

- Instalación de chimeneas de equilibrio;
- Instalación de accesorios para la extracción del aire;
- Instalación de cámaras rompe presión, que dividan a la conducción en tramos con presiones hidrostáticas reducidas, admisibles para cada tramo y clase de tubería seleccionada;
- Instalación de cámaras de aire, al inicio de la conducción, que atenúen el golpe de ariete.

**5.2.4.31** La protección de la tubería a las sobre presiones provocadas por el cierre de válvulas, debe evitarse aumentando el tiempo de cierre de éstas. Si no se puede reducir el tiempo de cierre, entonces se debe considerar otras medidas complementarias de protección (válvulas de protección, válvulas de aire, chimeneas de equilibrio, etc.).

**5.2.4.32** El tipo de protección interna y externa, contra la corrosión, debe establecerse en base al conocimiento de las características de corrosividad de los suelos y del agua a transportarse.

Se debe estudiar la corrosividad que puedan producir las corrientes divagantes, en los casos en que la conducción cruce un ferrocarril electrificado o una línea de alta tensión.

**5.2.4.33** Cuando la conducción con tuberías de hierro fundido atraviese terrenos particularmente corrosivos, la protección debe hacerse con mangas de polietileno.

*(Continúa)*

**5.2.4.34** La profundidad de instalación de las tuberías debe establecerse considerando las solicitaciones producidas por el tráfico, así como también los cruces con otras instalaciones subterráneas.

**5.2.4.35** Para evitar el calentamiento del agua, las tuberías deben estar enterradas por lo menos 50 cm, medidos desde la parte superior o clave de la tubería.

**5.2.4.36** La línea piezométrica de las conducciones a presión, se calculará para las peores condiciones de flujo, y estará por lo menos 2 m más arriba de la clave del conducto, y por lo menos 1 m más arriba de la superficie del terreno.

Esta condición no será obligatoria para los tramos inicial y final de conducciones a presión acopladas a reservorios o estanques al aire libre.

**5.2.4.37** A la salida de la tubería forzada deberá existir una válvula con características adecuadas para regular el flujo y ajustar hasta los valores deseados.

Las válvulas de regulación deberán ser dimensionadas de modo que no ocurran fenómenos de cavitación para todo el rango de caudales que deben ser regulados.

No se utilizarán válvulas de compuerta para la regulación del flujo.

**5.2.4.38** Si la tubería de conducción abastece a diferentes usuarios o reservorios, se dimensionará para atender los requerimientos más desfavorable que puedan ocurrir, para lo cual deberá contar con los siguientes dispositivos:

- Aparatos de regulación del flujo a la salida de cada ramal
- Aparatos para interrupción automática con comandos centralizados y conectados a los distintos reservorios, desde los cuales se emitirán las señales respectivas cuando el reservorio ha alcanzado su máximo nivel de trabajo, o para cualquier caso fortuito; y,
- Válvulas de admisión en la captación.

**5.2.4.39** Cuando se ha escogido una conducción a presión por bombeo, las siguientes condiciones deberán ser atendidas.

- Las condiciones forzadas por bombeo no podrán interceptar la línea piezométrica en condiciones normales de funcionamiento, aún en condiciones de caudal mínimo.
- Cuando las condiciones topográficas llevaren a una inflexión de la línea piezométrica, a partir del punto de inflexión, el flujo debe ser a gravedad.

**5.2.4.40** El punto en que un conducto forzado por bombeo se transforma en un conducto forzado por gravedad, y cuando no existan otros medios para garantizar el perfecto funcionamiento de la conducción, deberá preverse un reservorio de trasvase, dimensionado para el caudal máximo.

**5.2.4.41** El cálculo de las tuberías de presión se hará utilizando fórmulas generalmente aceptadas, como por ejemplo, la fórmula de Hazen y Williams, Darcy-Weisbach, Colebrook-White, etc.

Cuando se utilice la fórmula de Hazen y Williams, el coeficiente de Chow, se recomienda adoptar de la tabla 20:

*(Continúa)*

**TABLA 20. Coeficientes de Chow para la fórmula de Hazen – Williams**

| TIPO DE CONDUCTO | COEFICIENTE CHOW |
|---|---|
| Acero corrugado | 60 |
| Acero galvanizado | 125 |
| Asbesto – cemento | 140 |
| Cobre | 130 |
| PVC | 140 |
| Hormigón liso | 130 |
| Hormigón ordinario | 120 |
| Hiero fundido nuevo | 130 |
| Hierro fundido viejo | 90 |

**5.2.4.42** En el dimensionamiento de la conducción a presión se debe observar los siguientes criterios para el cálculo de pérdidas de carga:

- Para tuberías de presión, las pérdidas de carga se calcularán por la fórmula universal siguiente:

  $h_f = f. L/D. V^2/2g$

En donde

$h_f$ = pérdida de carga distribuida en metros de columna del líquido;
D = diámetro interno de la tubería, en m;
f = coeficiente adimensional de pérdida de carga distribuida por fricción;
V = velocidad media de flujo en la sección, en m/s
g = aceleración de la gravedad en $m/s^2$

Para el caso de flujo laminar (Re < 2 000) el coeficiente de pérdida de carga puede ser determinado del diagrama de Moody o calculado por la fórmula:

f = 64/Re
Re = número de Reynolds

En la zona crítica, cuando (2 000 < Re < 4 000), el coeficiente de pérdida de carga distribuida f, para conductos de cualquier sección y diámetro hidráulico D, con paredes lisas o rugosas se recomienda el uso de la fórmula de Colebrook - White:

$1/ \sqrt{f} = -2\log( k/3,7D + 2,5l/Re \sqrt{f} )$

En donde:

k = rugosidad uniforme equivalente en mm

Este coeficiente debe considerar los siguientes factores

- Material de fabricación de la tubería o conducto
- Proceso de fabricación de la tubería
- Naturaleza del líquido a ser conducido
- Edad del conducto o tubería (tiempo de servicio)

*(Continúa)*

Se recomienda utilizar el coeficiente k de rugosidad equivalente, según lo indicado en la tabla:

**TABLA 21. Coeficiente k de rugosidad**

| TIPO DE CONDUCTO | K |
|---|---|
| Tubería de acero nueva | 0,04 – 0,17 |
| Tubería de acero luego de un año de servicio | 0,12 |
| Tubería de acero vieja | 0,19 |
| Tubería de acero con recubrimiento de cemento | 0,12 – 0,24 |
| Tubería galvanizada nueva | 0,25 |
| Tubería de hierro fundido nueva y con uniones bien alisadas | 0,31 |
| Tuberías de planchas de acero soldadas y tuberías de hormigón bien alisadas | 0,33 |

**5.2.4.43** Para conductos a presión se consideran aceptables los límites de velocidades máximas indicados en la tabla 22.

**TABLA 22. Limites máximos de velocidad para conductos a presión**

| MATERIALES DE LAS PAREDES | VELOCIDAD MÁXIMA m/s |
|---|---|
| Hormigón (simple o armado) | 4,5 a 5 |
| Hierro fundido y hierro dúctil | 4 a 5 |
| Asbesto – cemento | 4,5 a 5 |
| Acero | 6 |
| Cerámica vitrificada | 4 a 6 |
| Plástico | 4,5 |

**5.2.4.44** Cuando la conducción a presión tenga tramos aéreos, la tubería debe descansar sobre apoyos de hormigón y estar sujeta con zunchos.

Para evitar desplazamientos irregulares de las tuberías sobre los apoyos, ésta debe fijarse entre puntos llamados anclajes, los mismos que deben estar espaciados cada 100 m a 150 m.

Obligatoriamente se deben prever anclajes en todos los puntos de cambio de dirección, sean estos en planta o en perfil.

**5.2.4.45** Cuando se utilice tubería de hierro fundido, hay que prever un apoyo por cada tubo, el mismo que debe ubicarse detrás del enchufe o campana.

*(Continúa)*

**5.2.4.46** Cuando se utilice tubería de acero de planchas soldadas, la distancia entre apoyos se determinará en base a cálculos que consideren que sobre los apoyos actúan el peso propio de la tubería y el rozamiento de la tubería con el apoyo, el mismo que produce esfuerzos de compresión y tracción, proporcionales a la temperatura.

**5.2.4.47** Los anclajes, destinados a impedir el movimiento de la tubería, deben prever uniones móviles al inicio del ramal descendente.

**5.2.4.48** En el diseño de anclajes, se debe considerar todas las fuerzas trasmitidas por la tubería y equilibrarlas, a fin de garantizar su permanencia inamovible.

Se debe considerar las siguientes fuerzas y solicitaciones:

- Componente del peso de la tubería, normal al eje;
- Componente del peso de la tubería, paralela al eje de la misma, que tiende a producir su deslizamiento hacia el anclaje;
- Rozamiento en los apoyos, que actúa hacia el anclaje, produciendo compresión o tracción, por cambios de temperatura;
- Fuerza paralela al eje de la tubería, debido al rozamiento en la prensa estopa, ubicada en la junta de dilatación o unión móvil;
- Fuerza de arrastre del agua, en dirección al movimiento de la misma;
- Fuerza centrífuga, producida por el cambio de dirección. La dirección de esta fuerza coincide con la bisectriz del ángulo formado por los dos ramales de la tubería.

**5.2.5 Cartografía y topografía**

**5.2.5.1** Para el diseño de las obras hidráulicas de proyectos de abastecimiento de agua para consumo humano, industrial o agroindustrial se debe identificar los posibles sitios de regulación, captación y rutas de conducción, sobre cartas topográficas en escala 1:25 000 a 1:50 000.

**5.2.5.2** Para los estudios de hidrología y climatología se podrán usar cartas topográficas en escala 1:100 000 o cartas planimétricas en escala 1:50 000.

**5.2.5.3** Sobre los planos topográficos indicados en 5.2.5.1 se ubicarán los posibles sitios de regulación y captación, se determinarán las longitudes aproximadas de los canales, túneles y tuberías desde la fuente de abastecimiento hasta el lugar destinado a la purificación y almacenamiento de agua potable.

Se establecerán las cotas de las posibles tomas, desarenadores, tanques de carga, sifones, reservorios de agua cruda, planta de tratamiento, reservorio de agua tratada, etc.

Se estudiará la posición de los caminos de acceso y se estimará la longitud de nuevos caminos de construcción y mantenimiento del proyecto.

**5.2.5.4** En las zonas donde no existan planos topográficos se utilizarán cartas planimétricas en escala 1:50 000 y se completará esta información mediante procesos de restitución aerofotogramétrica expeditiva, en base a fotografías aéreas disponibles de la zona.

**5.2.5.5** Una vez identificado el proyecto en los mapas y planos topográficos se debe realizar recorridos de campo a fin de observar las características de la cuenca y de los sitios de las obras, en estos recorridos se debe verificar algunos datos obtenidos de los mapas y planos topográficos, a saber:

- En el sitio de toma: la pendiente del río, ancho del cauce, forma del perfil transversal, cota aproximada del cauce, huellas de la máxima creciente, etc.;

*(Continúa)*

- En los sitios para desarenadores y tanques de carga de sifones: la pendiente transversal y longitudinal del terreno, ancho de la posible plataforma, cota aproximada, distancia y desnivel hasta el río;

- En la conducción: la pendiente transversal del terreno de tramos característicos, la orientación de las obras, la ubicación de puntos obligados, las facilidades de acceso, las longitudes de las tuberías, los desniveles de las obras de arte, etc.

  En estos trabajos de comprobación preliminares se debe utilizar brújula, altímetro, clinómetro, nivel de mano, taquímetro o telémetro.

**5.2.5.6** Para el diseño definitivo de proyectos de abastecimiento de agua se realizarán los siguientes trabajos topográficos:

- Poligonales de enlace a los vértices geodésicos de la red nacional del IGM; (ver numeral 5.2 de la tercera parte de estas normas).

- Poligonales cerradas para el diseño de las obras de captación, desarenadores, canales, túneles, tuberías, etc.;

- Nivelación geométrica de precisión para enlace de puntos específicos del proyecto a cotas de control fijo;

- Levantamientos topográficos de franjas para el trazado de canales y tuberías, a escala 1:1 000 con curvas de nivel cada metro en terrenos ondulados y cada 0,5 m en terrenos planos;

- Levantamientos topográficos de detalle a escala 1:250 con curvas de nivel cada 0,5 m, para estudios específicos.

Los levantamientos topográficos deben restringirse a las áreas de interés para el diseño de las estructuras y alcanzar como máximo el perímetro de la zona de protección sanitaria inmediata.

Los planos topográficos se dibujarán en hojas tamaño INEN A1, con simbología y normas cartográficas convencionales, utilizando papel de fácil reproducción.

**5.2.5.7** Los vértices de los polígonos, las referencias y BMS deben ser mojonados en lugares estables, por lo menos cada kilómetro, mediante mojones de hormigón simple enterrados. Cada mojón será denominado según el tipo de obra y grabada su denominación en bajo relieve.

**5.2.5.8** Una vez establecido el trazado aproximado de la conducción, se debe proceder a la determinación del trazado definitivo, mediante el replanteo del eje sobre el terreno.

El trazado definitivo de las líneas de conducción debe ser señalado en el terreno mediante marcas fijas, con la máxima garantía de permanencia y tratando siempre de mantener un enlace con la red nacional del IGM.

**5.2.5.9** En la realización de trabajos topográficos se debe emplear distanciómetros electrónicos, niveles de precisión y más equipos auxiliares, los mismos que deben encontrarse en perfecto estado de funcionamiento.

**5.2.5.10** La precisión y modo de realización de los trabajos topográficos será establecida en las especificaciones técnicas que se preparen para cada proyecto.

*(Continúa)*

# APÉNDICE Z

## Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta norma no requiere de otras para su aplicación

## Z.2 BASES DEL ESTUDIO

Normas de Diseño para los Sistemas de Agua Potable y Eliminación de Residuos Líquidos. IEOS, 1986.
Normas para el Trazado de Canales. INERHI
Tratado de Hidrología Aplicada G. Remeneiras.
Hidrología para Ingenieros Linsley y otros.
Previsión et predetermination des étiages et des crues. J. Larras.
Generación y procesamiento de datos hidrológicos en el Ecuador. R. Villalba.
Estudio de caudales máximos en cuencas pequeñas. L. Rodríguez.
Métodos utilizados en el cálculo de crecidas. C. Landín.
Diseño Hidráulico. S. Krochin.
Guía para la realización de inventarios de pequeñas centrales hidroeléctricas. S. Krochin.
Recent developments in erosion and sediment yield studies. R. Hadley y otros.
Problemes de erosion, transport solide et sedimentation dans les bassins versants. A Sundborg UNESCO.
Sedimentation Engineering. V Vanoni, ASCE M&R No. 54.
Elaboracao de estudo de concepcao de sistemas publicos de abastecimiento de agua. PNB-587/77.
Protection de la qualite des eaux et maitrise de la pollution. J.R. Villant.
Manual técnico del agua. Degremont 1989.
Canalizaciones Fundición Dúctil. Pont-A-Mousson SA, 1987.
Etude Geotechnique et Reconnaissance des sols. Revue Francaise Geotechnique - Project de DTU 1983.
Essais de Laboratoire el en place de mecanique des dols - aide memoire 1973.
Mecánica de Suelos - Juárez Badillo 1969.
Manual de Cálculos Hidráulicos - Kiselev 1961
Manual de Diseño de Obras Hidráulicas - Nedrig 1983.
Centrales Hidroeléctricas - Guvin 1983.
Agua Potable - Niloladze 1979.
Diseño de Sistemas de Agua Potable - Abramov 1983.
Principios de Hidráulica, Agua Potable y Alcantarillado, Kalidzin 1966.
Diseño de Obras Hidráulicas - Grishin 1979.
Obras Hidráulicas - Zhurabliev 1979.
Obras de Toma en ríos de montaña y de pie de montaña - Danelia 1975.
Normas Soviéticas para el diseño de sistemas de agua potable. 1976.
Criterios generales de diseño de obras hidráulicas. Normas Soviéticas.
Diseño de túneles hidráulicos. Normas Soviéticas 1984.
Diseño de tuberías matrices. Normas Soviéticas 1976.
Diseño de obras hidráulicas fluviales. Normas Soviéticas 1975.

# SEXTA PARTE

# POTABILIZACION DEL AGUA

## 1. OBJETO

**1.1** Esta norma proporciona un conjunto de criterios básicos para el diseño de plantas de potabilización de agua para el consumo humano.

## 2. ALCANCE

**2.1** La presente norma es aplicable al diseño de nuevas plantas de potabilización y al mejoramiento de plantas existentes, diferenciando en donde se considera necesario los requerimientos para el diseño de plantas pequeñas (capacidad nominal < 100 l/s), medianas (capacidad nominal entre 100 l/s y 1 000 l/s) y grandes (capacidad nominal > 1 000 l/s). No se presentan criterios específicos para la evaluación de plantas de tratamiento existentes, pero los criterios vertidos pueden ser considerados como guías válidas para determinar la reutilización o modificación de obras existentes dentro de un nuevo proyecto.

## 3. DEFINICIONES

**3.1 Potabilización**: es la corrección de la calidad del agua para hacerla apta para el consumo humano.

**3.2 Planta de tratamiento de agua**: es el conjunto de obras, equipos y materiales necesarios para efectuar los procesos y operaciones unitarias que permitan obtener agua potable a partir de agua cruda de fuentes superficiales o subterráneas.

**3.3 Proceso unitario**: es un mecanismo que promueve cambios físicos, químicos o biológicos en el agua cruda con el objeto de ajustarla a las normas de calidad establecidas para el agua potable.

**3.4 Unidades componentes de la planta de tratamiento**: son las obras y equipos utilizados para llevar a cabo los procesos unitarios para el tratamiento del agua.

**3.5 Procesos convencionales**: son aquellos comúnmente utilizados para el tratamiento del agua, tales como la mezcla, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

**3.6 Procesos no convencionales**: son aquellos tratamientos especiales no de utilización generalizada, tales como filtración directa, tratamiento con carbón activado, desinfección con ozono, y otros.

**3.7 Tecnología apropiada**: es aquella que permite seleccionar los métodos de tratamiento más simples y económicos, utilizando al máximo la mano de obra y materiales locales.

**3.8 Capacidad nominal**: es la capacidad de la planta de tratamiento correspondiente al caudal de diseño.

**3.9 Capacidad real hidráulica**: es el caudal máximo que puede fluir a través de la planta, generalmente en exceso de la capacidad nominal.

**3.10 Planta prototipo**: es una planta de tratamiento existente utilizada para probar la eficiencia de procesos unitarios.

*(Continúa)*

**3.11 Planta piloto**: es un modelo de la planta que se está diseñando, que permite simular procesos y condiciones hidráulicas utilizando en forma directa el agua de la fuente de abastecimiento seleccionada.

**3.12 Prueba de jarras**: es un ensayo de laboratorio realizado mediante la utilización del aparato de jarras, aplicado principalmente al estudio de los procesos de mezcla y floculación del agua.

**3.13 Prueba de jarras modificada**: es la prueba de jarras realizada con un aparato que utiliza jarras cuadradas de 2 litros y deflectores para la agitación del agua.

**3.14 Diseño experimental**: es una técnica estadística que permite planear la realización de un experimento tal como la prueba de jarras, para asegurar que sus resultados proporcionen respuestas estadísticamente válidas a las preguntas bajo investigación.

**3.15 Sistema experto**: es un programa computacional interactivo que pretende simular las acciones y decisiones de un experto usando algunas representaciones de su conocimiento y proceso de razonamiento.

**3.16 Sistema SCADA**: es un sistema computacional que permite el monitoreo y control remoto de los procesos de tratamiento (Supervisory Control and Data Acquisition System).

**3.17 Perfil hidráulico**: es un corte a través de todas las unidades de tratamiento que muestra el nivel de agua en cada una de ellas bajo condiciones de operación normal de la planta.

**3.18 Carga superficial**: es el resultado de dividir el caudal procesado por una unidad de tratamiento para el área superficial de la misma.

**3.19 Tasa de filtración**: es el caudal que se filtra por unidad de área del lecho filtrante.

**3.20 Índice de agresividad**: pH + log Alcalinidad + log Calcio, estando expresados la alcalinidad y la concentración de calcio en mg/l como $CaCO_3$.

## 4. DISPOSICIONES GENERALES

El diseño de toda planta de tratamiento comprenderá las siguientes fases:

- Caracterización del agua cruda
- Estudios de conceptualización
- Diseños definitivos
- Documentación del proyecto

### 4.1 Caracterización del agua cruda

La caracterización del agua cruda debe proveer al diseñador la información suficiente respecto a las principales características físicas, químicas y bacteriológicas del agua, y respecto a las variaciones de la calidad del agua en el tiempo, principalmente en lo referente a turbiedad, color, alcalinidad, pH y NMP de coliformes fecales por 100 ml de la muestra.

**4.1.1** Para este objeto, es preciso que la SAPYSB o el organismo interesado en el aprovechamiento de una fuente de agua, antes de iniciar el diseño de una planta de tratamiento, emprenda en un programa de muestreo que permita analizar el agua en diferentes períodos del año (seco y lluvioso), y en lo posible durante algunos años.

*(Continúa)*

En todo caso, a partir de la información disponible al iniciarse el diseño de las unidades que componen una planta de tratamiento, el diseñador propondrá la realización de nuevos muestreos, y la SAPYSB decidirá el muestreo mínimo aceptable.

**4.1.2** Las muestras tomadas serán analizadas para determinar las características de calidad señaladas en la cuarta parte de este código. Con los resultados establecidos se prepararán curvas de frecuencia acumulada de turbiedad, color, alcalinidad, pH y NMP, las que estudiadas estadísticamente, coadyuvarán posteriormente a la selección del tratamiento apropiado.

**4.1.3** En el caso de aguas crudas superficiales, es recomendable contar con una serie de análisis de muestras tomadas durante una lluvia, con intervalos de 15 a 30 minutos, para determinar el deterioro de la calidad del agua y el tiempo en que éste ocurre desde que se inicia la lluvia, parámetro de interés para la selección del proceso de tratamiento.

**4.1.4** Cuando ya existan otras plantas de tratamiento que se aprovisionen de la misma fuente, o se trate del rediseño de una planta existente, se deberá utilizar toda la información disponible tanto del agua cruda como del agua tratada, pudiendo en este caso prescindirse de un nuevo muestreo.

**4.1.5** Además de los análisis del agua cruda, el diseñador deberá investigar la cuenca de aporte a la fuente seleccionada, con el objeto de anticipar situaciones que podrían afectar la calidad del agua como resultado de la ocupación actual o prevista de la cuenca. En particular, se identificarán asentamientos humanos, industrias y otros contaminadores potenciales. En caso de existir la posibilidad de descargas de productos tóxicos o capaces de tornar el agua inapropiada para el consumo, se deberá descartar la fuente; si ésta fuese la única fuente aprovechable, se deberán establecer claramente las precauciones que se deben tomar para su utilización. La SAPYSB establecerá la profundidad requerida en la inspección de la cuenca.

**4.1.6** En los casos en que se considere necesario, El diseñador recomendará y diseñará un programa de monitoreo de la calidad del agua para ser ejecutado posteriormente a la terminación del estudio y hasta la iniciación de la construcción, que permitirá aumentar los datos existentes, proveerá un cuadro completo de los parámetros de importancia, y facilitará la realización de ajustes futuros en el diseño en el supuesto de que estos sean requeridos.

**4.1.7** Los estudios iniciales de caracterización permitirán clasificar las aguas naturales en uno de los siguientes tipos:

Tipo A: Aguas subterráneas libres de contaminación, y que satisfacen las normas de calidad para agua potable.

Tipo B: Aguas superficiales provenientes de cuencas protegidas, con características físicas y químicas que satisfacen las normas de calidad para agua potable, y con un NMP medio mensual máximo de 50.

Tipo C: Aguas subterráneas o superficiales provenientes de cuencas no protegidas, que pueden encuadrarse dentro de las normas de calidad para agua potable mediante un proceso que no exija coagulación.

Tipo D: Aguas superficiales provenientes de cuencas no protegidas, y cuyas características exigen coagulación y los procesos necesarios para cumplir con las normas de calidad para agua potable.

Tipo E: Aguas superficiales provenientes de cuencas no protegidas sujetas a contaminación industrial, y que por tanto exigen métodos especiales de tratamiento para cumplir con las normas de calidad para agua potable.

*(Continúa)*

**4.1.8** Dependiendo del tipo de agua cruda y de las normas de calidad para el agua tratada, se preseleccionarán algunas alternativas de tratamiento enmarcadas dentro del concepto de tecnología apropiada, para lo cual el diseñador deberá emplear todos sus conocimientos y experiencia para la determinación. Algunas guías para este proceso son:

**4.1.8.1** Todas las aguas deberán ser desinfectadas antes de su distribución.

**4.1.8.2** Las aguas tipo C podrán requerir además pre tratamiento, sedimentación simple y/o filtración lenta, según los siguientes criterios:

**TABLA 1. Tratamientos probables**

| CARACTERÍSTICAS DEL AGUA | TRATAMIENTO PROBABLE |
|---|---|
| Turbiedad media < 10 UNT<br>NMP < 1000 col/100 ml | Filtración lenta |
| Turbiedad media < 50 UNT<br>NMP < 1000 col/100 ml | Filtración lenta con Pretratamiento |
| Turbiedad media < 150 UNT<br>NMP < 5000 col/100 ml | Filtración lenta con Sedimentación simple y pretratamiento |

**4.1.8.3** Las aguas tipo D podrán someterse preferiblemente a uno de los siguientes cuatro procesos de tratamiento:

a) **Filtración rápida completa**: puede remover de 1.000 a 1 500 UNT y hasta 10 000 coliformes fecales/100 ml demuestra, esporádicamente hasta 20 000. Por encima de 1 500 UNT se recomienda considerar pre sedimentación.

b) **Filtración directa ascendente-descendente:** puede remover alrededor de 250 UNT, pero este límite puede incrementarse un poco efectuando descargas de fondo en el filtro ascendente.

c) **Filtración ascendente:** puede remover hasta 150 UNT y aún más con descargas de fondo.

d) **Filtración directa descendente:** puede remover normalmente hasta 20 UNT y picos esporádicos de hasta 50 UNT; el contenido de color verdadero debe ser menor de 40 UC y el contaje de algas menor de 200 o a veces hasta 2 000. El NMP de coliformes fecales debe ser menor de 1 000/100 ml de muestra.

**4.1.8.4** Las aguas tipo E deberán ser almacenadas previamente para uniformizar sus características, y luego ser sometidas a un pre tratamiento antes de pasar por los procesos de tratamiento señalados en 4.1.8.3.

**4.1.8.5** En caso de presentarse otras características objetables en el agua cruda, se incluirán los procesos unitarios requeridos para corregirlas. Tal es el caso de aguas agresivas que requieren estabilización, aguas duras que requieren ablandamiento, y otras que requieren unidades especiales para remoción de tóxicos, pesticidas, THM, hierro, manganeso, y su fluoruración o defluoruración.

**4.1.9** A partir de los procesos preseleccionados se procederá a realizar pruebas de tratabilidad en laboratorio y/o estudios en plantas piloto, para definir la factibilidad técnica de las alternativas y para determinar los valores recomendables para los principales parámetros de diseño, con miras a conseguir la máxima eficiencia remocional.

*(Continúa)*

Será la SAPYSB el que especifique el tipo de pruebas a realizar y la cantidad de ensayos, debiendo el diseñador sugerir el alcance de los mismos. En todo caso, las pruebas deben realizarse con muestras de agua cruda tomadas durante las épocas seca y lluviosa.

**4.1.10** De acuerdo al tipo de agua cruda, a la capacidad nominal de la planta, y al proceso preseleccionado, es recomendable realizar pruebas de jarras de diferente naturaleza o preparar ensayos en plantas piloto. En el caso de plantas existentes, de ser posible y preferiblemente, se efectuarán estos ensayos en el prototipo. Estos estudios se vuelven necesarios particularmente cuando se trata de utilizar tratamientos no convencionales en la actualidad, tales como filtración directa, filtración en carbón activado y desinfección con ozono, por ejemplo; pero siempre resultan efectivos y ventajosos en costos, al permitir la optimización de los procesos. Algunas guías útiles para la inclusión de estos estudios, siempre tratándose de aguas de los tipos D o E, se dan a continuación:

**TABLA 2. Estudios recomendados**

| CAPACIDAD PLANTA | PROCESO | ESTUDIOS RECOMENDADOS |
|---|---|---|
| < 100 | Convencional o No convencional | Pruebas de jarras para parámetros óptimos |
| 100 – 1000 | Convencional | Pruebas de jarras para seleccionar procesos y para determinar parámetros óptimos. |
| | No convencional | Prueba de jarras para parámetros óptimos. Podría convenir una planta piloto. |
| | Convencional | Prueba de jarras para seleccionar procesos y para parámetros óptimos. Probable planta piloto. |
| > 1000 | No convencional | Planta piloto. Se podría complementar con prueba de jarras. |

**4.1.11** Las pruebas de jarras se ejecutan para comparar la eficiencia de dos o más procesos de tratamiento, o para encontrar los valores óptimos de los principales parámetros de un proceso de tratamiento seleccionado. En ambos casos, se recomienda realizar las pruebas de jarras modificadas.

**4.1.12** Con el objeto de economizar tiempo y recursos, es conveniente que las pruebas de jarras para seleccionar procesos de tratamiento sean prediseñadas utilizando las técnicas del diseño experimental, siempre que la SAPYSB así lo establezca en los términos de referencia del estudio. Esto permitirá tomar muestras en número apropiado y en un volumen suficiente para que con cada una se puedan efectuar todos los ensayos previstos en el diseño del experimento; también permitirá reducir al mínimo el número de ensayos para lograr obtener conclusiones estadísticamente válidas.

**4.1.13** Las pruebas de jarras para determinar parámetros óptimos de una alternativa de tratamiento seleccionada, deben enfocar principalmente lo siguiente:

a) Selección del coagulante o combinación más adecuada de coagulantes y otros productos químicos a utilizar en el tratamiento del agua cruda.

*(Continúa)*

b) Dosis óptima de coagulante: es aquella dosis de coagulante que produce la más rápida desestabilización de las partículas coloidales, que permite la formación de un flóculo pesado y compacto, que pueda ser retenido en los sedimentadores y si pasa a los filtros no se rompa. En general, los resultados de esta prueba permitirán definir una dosis de coagulante para cada turbiedad del agua cruda.

c) Concentración óptima de coagulante: puesto que la concentración de la solución del coagulante influye en la mezcla rápida y cambia los resultados de la coagulación, es importante encontrar el punto óptimo.

d) pH óptimo: el propósito de esta prueba es encontrar el rango de pH óptimo en relación al coagulante o ayudante de coagulación estudiado, y en relación al costo que significa conseguirlo.

e) Selección de ayudantes de coagulación: el objetivo del ensayo es comparar la eficiencia en la remoción de turbiedad y color de varios poli electrolitos disponibles en el mercado, o polímeros naturales tales como almidones y celulosas, para determinar cuál de ellos es el que mejor se adapta al proceso de tratamiento y al agua cruda estudiados.

f) Parámetros de floculación: básicamente este ensayo busca determinar los mejores valores para el gradiente de velocidad y el tiempo de retención en los floculadores, en función de las dosis de coagulantes.

g) Parámetros de sedimentación: se pretende determinar la tasa de diseño y la eficiencia remocional de un sedimentador convencional o de uno laminar de placas planas u otros sistemas en condiciones ideales.

h) Parámetros de filtración directa: la prueba permite obtener la dosis de coagulante y el pH óptimo para efectuar filtración directa.

**4.1.14** Las plantas piloto se utilizan para los siguientes propósitos:

- Probar la practicidad de un proceso teórico;
- Comparar la efectividad de procesos alternativos;
- Identificar la causa de efectos indeseables;
- Establecer criterios y parámetros de diseño;
- Estimar costos de operación;
- Descubrir problemas de tratamiento no aparentes;
- Investigar modificaciones al tratamiento;
- Establecer la confianza de los métodos propuestos.

Las principales aplicaciones se han dado para la simulación de procesos de mezcla y sedimentación, filtración y particularmente filtración directa, estudios de corrosión, tratamiento de lodos, reactores de carbón activado granular, torres de aeración y contactores de ozono.

**4.2 Estudios de conceptualización**

Dentro de los estudios de conceptualización de la planta de tratamiento se deben efectuar los siguientes trabajos:

- Preselección de procesos unitarios;
- Combinación alternativa de procesos;
- Configuración de unidades componente de la planta;
- Optimización del prediseño;
- Priorización y selección de tratamientos alternativos.

**4.2.1** Los dos primeros trabajos se realizan conjuntamente con las actividades previstas en 4.1.8 a 4.1.14, dando énfasis a la selección de tecnología apropiada.

*(Continúa)*

**4.2.2** La configuración de las unidades componentes de la planta es un prediseño desarrollado con el detalle necesario para establecer las dimensiones principales de las estructuras y las especificaciones más importantes de los quipos e instrumentos. En esta fase se recomienda preparar un diagrama de procesos e instrumentación, un perfil hidráulico y una tabla de los criterios de diseño adoptados para cada proceso. Si los estudios de caracterización y tratabilidad del agua identificaran una sola alternativa de tratamiento preferida, se podrán estudiar diferentes configuraciones de la misma; en caso contrario, se analizarán las configuraciones factibles de todas las alternativas similares. El número de alternativas estudiado en cada caso dependerá de las condiciones particulares del proyecto y será justificado por el diseñador.

**4.2.2.1** El caudal de diseño o capacidad nominal de la planta de tratamiento será el máximo diario al final del período o etapa de diseño más el 10%. La capacidad hidráulica de la planta será de un 10% a un 25% mayor que la capacidad nominal, lo cual se puede conseguir utilizando criterios de diseño conservadores para los procesos unitarios seleccionados. Las tuberías serán diseñadas para transportar por lo menos el 50% más que el caudal de diseño, evitando alterar los parámetros de diseño, tales como gradientes de velocidad, requeridos para el tratamiento. Para incrementar la flexibilidad operativa de la planta y en consideración de aspectos económicos, se procurará diseñar la planta dividida en módulos, particularmente para plantas medianas y grandes.

**4.2.2.2** El período de diseño será de por lo menos 15 años, y considerará que la vida útil de los equipos es usualmente de 10 a 20 años, mientras que las estructuras pueden durar entre 40 y 50 años. Siempre que sea posible y conveniente, se establecerán etapas de construcción determinadas mediante un análisis económico. Si el período de diseño especificado es menor a 50 años, se tomarán precauciones para permitir la fácil ampliación de la planta hasta cubrir este período.

**4.2.2.3** El diseño se realizará normalmente para 24 horas diarias de funcionamiento de la planta. Cuando sea necesario o conveniente considerar otros períodos de funcionamiento diario, el diseñador los justificará.

**4.2.3** Las configuraciones preparadas serán optimizadas en su diseño mediante el empleo de los parámetros óptimos determinados en el laboratorio según se indicó en los numerales 4.1.13 y 4.1.14. Además, se tendrán en cuenta aspectos relativos a costos, con el propósito de minimizarlos. El diseñador podrá utilizar para este propósito metodologías de diferente grado de complejidad, acordes con las características del proyecto a su cargo; entre ellas están desde tablas de cuantificación simple o ponderada del valor atribuido a los criterios de optimización adoptados, hasta sofisticados modelos matemáticos aplicables a la situación.

**4.2.4** Para la priorización y selección de tratamientos alternativos previamente optimizados, el diseñador considerará diferentes criterios entre los cuales se sugieren los siguientes, referidos tanto a los aspectos constructivos como de operación y mantenimiento:

- Complejidad;
- Confiabilidad;
- Flexibilidad;
- Impacto ambiental;
- Costos preliminares.

**4.2.5** Para plantas grandes y en ocasiones para plantas de tamaño mediano, se recomienda efectuar diseños preliminares avanzados, para los cuales es necesario contar ya con información relativa al sitio seleccionado para implantación de las estructuras. La información requerida es la siguiente:

a) Levantamiento topográfico y catastral del terreno disponible, incluyendo caminos de acceso, infraestructura sanitaria cercana, ingreso previsto de la línea de conducción de agua cruda, facilidades para desagües de aguas lluvias, cuerpos receptores cercanos, localización de postes de energía eléctrica próximos, y otros datos considerados de interés por el diseñador.

*(Continúa)*

b) Estudios geológicos y de suelos que describan la naturaleza del suelo y su estabilidad, determinen el nivel freático y el nivel máximo de inundación del terreno, y permitan realizar diseños estructurales que garanticen la seguridad de las obras. En el caso de que el sitio esté localizado en una zona de riesgo sísmico, este estudio debe estimar el riesgo y vulnerabilidad, los requerimientos para las fundaciones y la intensidad del sismo esperado.

c) Definición de las condiciones climáticas de la zona, particularmente la temporada lluviosa en el año, las variaciones diarias de temperatura ambiental, y las direcciones predominantes de los vientos.

**4.2.5.1** El sitio para ubicación de la planta de tratamiento se debe seleccionar tomando en cuenta los siguientes criterios:

a) Debe disponer de fácil acceso en cualquier época del año.

b) En el caso de estar cerca de un río debe estar sobre el nivel de crecientes máximas, en un trecho recto del río o en la parte convexa de un trecho curvo.

c) Preferiblemente debe contar con abastecimiento de energía, facilidades para evacuación de aguas de proceso y lodos.

d) Debe mostrar características de estabilidad y facilidades constructivas.

e) Tener área suficiente para la implantación de la planta de tratamiento y estructuras complementarias, y preferiblemente para permitir ampliaciones futuras. La casa del operador y la zona prevista para la disposición de lodos pueden encontrarse en terrenos diferentes pero cercanos al de la planta.

**4.2.5.2** Los diseños preliminares avanzados presentarán la implantación de todas las obras en el terreno, incluyendo además de las unidades de proceso, los edificios para almacenamiento y dosificación de productos químicos, laboratorios, talleres de mantenimiento, áreas administrativas, vivienda para el operador o jefe de planta, la estructura vial y de estacionamiento requerida, y detalles paisajísticos.

**4.2.5.3** Se efectuarán diseños preliminares arquitectónicos, estructurales y electromecánicos. Los dos primeros presentarán la forma, tamaño y localización de las estructuras, así como alternativas de materiales a ser utilizados; los terceros destacarán las decisiones respecto al tipo y tamaño de los equipos a ser utilizados.

**4.3 Diseños definitivos**

Se llevará a nivel de diseño definitivo únicamente la alternativa que haya merecido la primera prioridad de acuerdo al estudio preparado por el diseñador y la aprobación de la SAPYSB. Cuando se hayan preparado diseños preliminares avanzados, estos servirán de base para el diseño final; en caso contrario, será necesario reunir al inicio de esta fase toda la información detallada en 4.2.5 y proceder con los diseños definitivos a partir de ese punto.

**4.3.1** Los diseños definitivos comprenden actividades interdisciplinarias, entre las cuales deben considerarse, de acuerdo con el tamaño de la planta y los requerimientos definidos por la SAPYSB, las siguientes:

- Diseños hidráulico-sanitarios;
- Diseños arquitectónicos y paisajísticos;
- Diseños estructurales;
- Diseños eléctricos;
- Diseños mecánicos;
- Diseños de instrumentación;
- Diseños de implantación y obras civiles;

*(Continúa)*

- Diseño de un plan de manejo del impacto ambiental;
- Diseño de medidas de seguridad;
- Diseño de la organización administrativa y financiera;
- Diseño de un sistema de información operacional.

**4.3.2** Guías para el diseño hidráulico-sanitario de varios procesos de tratamiento de agua se presentan en el Capítulo V de esta parte de las normas. En esta sección simplemente se reúnen algunas recomendaciones de carácter general, que se dan a continuación:

**4.3.2.1** Verificar que en la selección de tecnología apropiada se hayan tomado en cuenta las condiciones locales tales como: disponibilidad de profesionales, obreros y materiales locales para las fases de construcción, operación y mantenimiento de la planta; la aceptación del público al proyecto; y la compatibilidad entre los costos y el nivel socio-económico de la comunidad a que se servirá.

**4.3.2.2** Utilizar un procedimiento sistemático de revisión de los planos y cálculos del proyecto, partiendo del esquema general de la planta, los diagramas de flujo, el perfil hidráulico, la instrumentación de los procesos, las alternativas para operación en casos de emergencia, los volúmenes de tanques y tiempos de retención, la provisión de espacio suficiente en las estructuras para conexiones imprevistas, operación cómoda de válvulas y compuertas, operaciones de limpieza y mantenimiento.

**4.3.2.3** Controlar la provisión de suficiente flexibilidad en la planta, dada por una capacidad hidráulica superior a la nominal en todos los componentes, la posibilidad de modos de operación alternativos para diferentes calidades de agua cruda, y la existencia de desvíos para situaciones emergentes.

**4.3.2.4** Verificar la provisión de mecanismos para eliminar o reducir los riesgos naturales tales como sismos, deslaves, inundaciones, erupciones volcánicas, y que permitan aumentar la confiabilidad del funcionamiento ininterrumpido de la planta.

**4.3.2.5** Constatar que se disponga de suficientes facilidades para la operación y mantenimiento de la planta, y que no existan riesgos sanitarios tales como contaminación del agua tratada con agua cruda o semiprocesada a través de paredes o tuberías.

**4.3.2.6** Asegurarse que la documentación del proyecto permita la fácil construcción de las obras y el montaje de los equipos. En el caso de reutilizarse obras existentes, se debe programar la construcción o proveer las facilidades temporales necesarias para que no se interrumpa el funcionamiento de la planta durante esta fase.

**4.3.3** Los diseños arquitectónicos y paisajísticos se concentrarán fundamentalmente en la casa de químicos, la vivienda del operador o jefe de planta, los jardines, el cerramiento y todos los detalles necesarios para armonizar la planta de tratamiento con el entorno. La casa de químicos puede incluir las bodegas de productos químicos, las salas para instalación de los equipos de dosificación, los laboratorios, la sala de cloración, el taller, el cuarto de herramientas y repuestos, y las oficinas administrativas. Dependiendo del tamaño de la planta, se incluirán facilidades especiales para el personal, un aula, un comedor y otras. Por lo general resulta conveniente que este edificio se encuentre ubicado cerca de la mezcla rápida y los filtros, y que sea de dos pisos, con lo cual se puede conseguir la dosificación de productos químicos a gravedad.

**4.3.4** Los diseños estructurales deben sujetarse a diferentes normas en lo tocante a estructuras hidráulicas y edificios. Para las primeras se recomienda utilizar el diseño elástico, por cuanto no se puede permitir ni siquiera la fisura de los elementos, menos aún su rotura. Para los edificios se puede utilizar el diseño a última resistencia, de acuerdo con los códigos nacionales o internacionalmente aceptados. En zonas de riesgo sísmico se debe realizar el diseño antisísmico de las estructuras, aceptando un grado de daño basado en el mínimo nivel de servicio que sería aceptable después de un terremoto. Preferiblemente se deben utilizar estructuras simétricas simples y continuas y cuando sea necesario, proponer diseños dúctiles.

*(Continúa)*

**4.3.5** Los diseños eléctricos deben satisfacer los códigos nacionales y las regulaciones locales existentes, y todos los sistemas deben ser protegidos contra rayos y descargas eléctricas, siendo deseable que el sistema tenga su respectiva puesta a tierra. Es recomendable que haya más de una conexión de ingreso a la planta, y se debe considerar la posibilidad de instalar un generador a diesel para emergencias. Los motores a usarse deben ser apropiadamente seleccionados para operar con un factor de potencia razonablemente alto. Se debe diseñar también líneas telefónicas donde sea factible, y un sistema de intercomunicación entre las distintas estructuras de la planta.

**4.3.6** Los diseños mecánicos tienen íntima relación con los aspectos eléctricos y de instrumentación de una planta de tratamiento, y deben sujetarse a los códigos, normas y procedimientos propios de los organismos correspondientes. En particular, se debe prestar atención a la provisión de suficiente espacio para operación y mantenimiento de los equipos, piezas e instrumentos incluidos en el diseño, así como al control del ruido que puede producir la operación de los equipos, y a la provisión de una adecuada ventilación.

**4.3.7** Los diseños de instrumentación tendrán un grado de simplicidad o sofisticación acorde con el tamaño de la planta y el nivel socio-económico de la comunidad a que sirve. Entre las variables que se puede controlar están los caudales, niveles, presiones, temperaturas, y características físicas, químicas y bacteriológicas del agua en diferentes puntos de la planta de tratamiento. Los instrumentos que se pueden utilizar van desde vertederos, piezómetros de tubos plásticos transparentes o regletas, hasta sistemas expertos computarizados y sistemas SCADA. En cada proyecto, será la SAPYSB el que decida el tipo de instrumentación y control requerido en acuerdo con el diseñador.

**4.3.8** Los diseños de implantación y de obras civiles comprenden la distribución de las estructuras en el terreno disponible, buscando la optimización del movimiento de tierras en coordinación con los diseños arquitectónicos. Entre los principales componentes de las obras civiles que debe incluir una planta, están los caminos interiores, las veredas, el espacio para estacionamiento, las protecciones contra probables inundaciones, el sistema de drenaje, los sistemas de provisión interna de agua potable y de alcantarillado sanitario, y el cerramiento del área de la planta. En el diseño de los caminos se debe considerar la carga de los camiones de aprovisionamiento de cloro y otros químicos, así como los requerimientos de espacio para el manejo adecuado de los mismos. El estacionamiento debe permitir, además de los requerimientos permanentes para el personal, una cabida extra para visitantes. El sistema de agua potable debe servir, cuando sea necesario, para el lavado de los filtros, la alimentación a los sistemas de dosificación de químicos, hidrantes, riego de jardines, lavado de tanques y pisos, y abastecimiento a las baterías sanitarias en todos los edificios; es común que este sistema utilice una bomba o hidroneumático para presurizar el agua tratada hacia los distintos puntos de consumo. El sistema de alcantarillado sanitario puede recibir, además de las aguas residuales de las baterías sanitarias, las aguas de lavado de los filtros, sedimentadores y otros tanques diseñados; en todo caso, se deberá proponer un tratamiento previo a la descarga de estas aguas en cuerpos receptores, o conectar la descarga a un sistema de alcantarillado existente, observando las regulaciones locales para tal conexión.

**4.3.9** El plan de manejo del impacto ambiental que producirá la planta tanto durante la construcción como durante el funcionamiento de la misma, debe identificar los problemas y proponer las soluciones para eliminarlos o mitigarlos, particularmente en lo relativo a generación de ruidos y polvo, erosión y acarreo de materiales por viento y escorrentía, derrame de productos químicos durante el transporte, manipuleo y aplicación, generación de contaminantes gaseosos y malos olores, efecto de la descarga de lodos y desechos líquidos, impacto de la iluminación nocturna de la planta, impacto general sobre el sistema ecológico, y compatibilización del proyecto con los planes de desarrollo, bienestar y salud pública del área.

**4.3.10** Las medidas de seguridad se refieren tanto a la protección del personal de la planta en su trabajo diario, como a la protección de la planta misma contra actos de vandalismo y sabotaje. Los medios más comunes de protección son el cerramiento del área, la provisión de iluminación perimetral e interior, el control del ingreso de personas a la planta, la instalación de medios de comunicación interna y con el exterior, y el respeto de los códigos de seguridad industrial en el diseño de todas las obras, particularmente la ubicación de pasamanos y el diseño de pisos no resbalosos, dimensiones mínimas en pasillos y cámaras, protecciones en escaleras y seguridades en los sistemas eléctricos.

*(Continúa)*

**4.3.11** Además de los aspectos técnicos ingenieriles, es preciso planear la organización administrativa y financiera de la planta, en función del tamaño y complejidad de la misma. Se debe proponer un organigrama funcional que determine claramente el personal requerido y sus funciones. Luego se deben establecer los costos de producción del agua tratada, incluyendo costos de personal, energía, químicos, y de mantenimiento y depreciación de equipos y estructuras.

**4.3.12** Finalmente se debe formular un sistema de información operacional que permita recopilar, almacenar y procesar todos los datos de operación, mantenimiento, control del esquema de tratamiento, y si es conveniente de administración y finanzas de la planta de tratamiento. Dependiendo del tamaño de la planta, este sistema puede ser manual o computarizado, y puede incorporar el sistema SCADA en caso de que éste se haya incluido como parte de la instrumentación de la estación.

**4.4 Documentación del proyecto**

Dependiendo de las condiciones particulares definidas por la SAPYSB, se deberán preparar los siguientes documentos justificativos de los diseños:

**4.4.1 Memoria descriptiva**: preparada de acuerdo con lo establecido en la segunda parte de este código, con un enfoque que permita al lector conocer de manera pormenorizada los criterios seguidos para las fases de caracterización del agua, conceptualización del tratamiento y selección de tecnología, y el diseño final de las partes componentes de la planta.

**4.4.2 Memoria de cálculos**: que incluirá los borradores de los diferentes cálculos realizados por los diseñadores, admitiéndose en este caso la presentación de impresiones de computadora cuando se hayan utilizado programas y medios electrónicos para el procesamiento de estos cálculos. Dentro de estas memorias se incluirán cuadros resumidos de criterios, fórmulas utilizadas y resultados, así como una breve descripción de la metodología empleada, que permita comprender el desarrollo de los cálculos.

**4.4.3 Planos**: se deben preparar planos generales y específicos para todas y cada una de las unidades componentes de la planta y áreas de especialización profesional intervinientes, siguiendo las formas y especificaciones que constan en la segunda parte de este código, y en las normas del INEN. Se sugiere preparar los siguientes planos:

- Planos generales;
- Planos topográficos;
- Planos hidráulico-sanitarios;
- Planos arquitectónicos;
- Planos estructurales;
- Planos de iluminación y diseño electro-mecánico;
- Planos de instrumentación y control;
- Planos de instalaciones de agua potable, alcantarillado y drenaje;
- Planos de obras complementarias.

**4.4.4 Manual de operación y mantenimiento**: que incluirá los aspectos que se sugieren dentro del siguiente contenido:

- Introducción;
- Autorizaciones y normas;
- Organización administrativa y financiera;
- Descripción, operación y control de las instalaciones;
- Pruebas de laboratorio;
- Operación de emergencia;
- Mantenimiento preventivo y correctivo;
- Sistema de información;
- Servicios.

*(Continúa)*

**4.4.5 Especificaciones técnicas**: tanto de construcción como de materiales, equipos y herramientas, en referencia a las normas INEN, a las normas internacionalmente aceptadas (ASTM, AWWA, ISO, DIN), y a las publicaciones de la SAPYSB sobre este asunto. Se sugiere el siguiente ordenamiento de su contenido:

- Especificaciones generales;
- Especificaciones particulares;
- De albañilería;
- De obras de madera;
- De obras de metal;
- De pintura;
- De obras de hormigón;
- De construcción, referentes a desbroce, limpieza, desalojo de materiales, excavaciones, rellenos, conformación de terraplenes, tablestacados y entibamientos, encofrados y otros;
- Instalaciones de agua potable;
- Instalaciones de aguas lluvias y servidas;
- Instalaciones de comunicación;
- Instalaciones eléctricas;
- Instalaciones de equipos e instrumentos;
- Instalaciones de señalización interior y exterior;
- Instalaciones de tuberías, válvulas y accesorios.

**4.4.6 Presupuesto de las obras**: preparado con precios locales actualizados, desglosados y clasificados según las categorías de inversión que sean definidas por la SAPYSB. Este documento debe contener las siguientes partes:

- Cálculo y resumen de las cantidades de obra y de materiales, equipos y accesorios integrantes de la planta;

- Hojas de análisis de precios unitarios para cada rubro, con desagregación de los costos de personal, materiales, equipos y herramientas, transporte y costos indirectos (administración, utilidades e imprevistos).

- Resúmenes de los productos de las cantidades por los precios unitarios.

- Fórmulas de reajuste de precios y cuadrillas tipo.

- Análisis del escalamiento de costos durante la construcción.

- Costos concurrentes tales como derechos y bienes raíces, fiscalización, y costos de cooperación técnica requeridos.

- Gastos financieros durante la construcción.

- Desglose de costos en sucres y divisas.

**4.4.7 Programa de ejecución e inversiones**: deberá contener una definición del plazo de construcción de las obras, la delimitación de etapas, un calendario para licitaciones, adquisición de bienes y contratación de servicios, el programa físico de actividades y el cronograma valorado. Es recomendable preparar estos documentos mediante la utilización de programas de computación disponibles para el efecto, teniendo siempre en cuenta que los tiempos previstos para las actividades deben corresponder a los rendimientos utilizados en los precios unitarios, de acuerdo al método constructivo previsto y a la organización que se establezca para la construcción.

**4.4.8 Documentos Precontractuales**: que deben contener como mínimo la siguiente información y sujetarse siempre a las disposiciones legales vigentes en el Ecuador:

*(Continúa)*

- Sistema de contratación previsto;
- Convocatoria;
- Descripción del proyecto;
- Instrucciones a los oferentes para la preparación de las ofertas técnica y económica;
- Condiciones generales del concurso o licitación;
- Proforma de contrato;
- Forma de evaluación de propuestas.

## 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

**5.1 Tamizado**. Con el objeto de retener materiales gruesos en las captaciones, antes de que éstos pasen a la planta de tratamiento, se pueden instalar rejas o tamices.

**5.1.1 Rejas o Rejillas**

**5.1.1.1** Las rejas deberán ser formadas por barras de hierro dispuestas verticalmente, instaladas en aberturas o canales por donde el agua circulará, ocupando toda el área de los referidos pasajes de escurrimiento.

**5.1.1.2** Las características básicas de las rejas serán las siguientes:

a) La velocidad máxima entre las barras, en las condiciones más desfavorables, será de 0,5 m/s.

b) El espaciamiento libre máximo entre las barras será de 0,02 m.

**5.1.1.3** El sistema de limpieza podrá ser manual o mecánico: si la cantidad de material retenido en la reja se espera que exija la limpieza en períodos superiores a una hora, la limpieza podrá ser manual; en caso contrario, se hará una limpieza mecánica. Si la limpieza es manual, sólo se diseñará una reja. Si la limpieza es mecánica, se requerirán al menos dos unidades.

**5.1.1.4** Las barras tendrán perfil chato, con cantos en ángulo recto o redondeados, con la mayor dimensión en el sentido del escurrimiento del agua.

**5.1.1.5** Las dimensiones mínimas de las barras serán:

a) En el sentido del escurrimiento, 20 mm o el 2,5% del largo total de la barra, cualquiera sea mayor.

b) En el sentido transversal al escurrimiento, 5 mm o el 1% de la distancia entre las piezas colocadas para mantener la rigidez de la barra, cualquiera que sea mayor.

**5.1.1.6** Las rejas con limpieza manual obedecerán los siguientes requisitos:

a) Sus barras tendrán una longitud máxima de 2 m y formarán con la horizontal un ángulo máximo de 60 grados.

b) La instalación permitirá la fácil remoción de la reja, debiendo contar, cuando el peso sea superior a 50 kg, con un sistema elevador.

**5.1.1.7** Las rejas con limpieza mecánica obedecerán los requisitos siguientes:

a) Deberán tener un sistema de accionamiento del dispositivo de limpieza y un sistema de recolección y salida del material removido, situados por encima del nivel máximo del agua.

b) El dispositivo de limpieza deberá recorrer todo el largo de las barras.

*(Continúa)*

c) El funcionamiento del dispositivo de limpieza deberá ser intermitente y comandado por la pérdida de carga debida al material retenido en la reja.

**5.1.2 Tamices**

**5.1.2.1** Podrán utilizarse tamices de tela o metal, a través de los cuales pasará el agua a ser tratada.

**5.1.2.2** Contarán con un sistema de limpieza automática obtenido por el paso del agua en contracorriente.

**5.1.2.3** Las aberturas de la tela o de la criba serán establecidas mediante ensayos que definirán los parámetros para el dimensionamiento de las unidades.

**5.2 Pretratamiento químico de las fuentes**. Debido a la presencia de nutrientes y la influencia del sol, pueden desarrollarse algas y otras plantas acuáticas en las fuentes utilizadas para abastecimiento de agua potable. Estas plantas causan una serie de problemas en los procesos de tratamiento, motivo por el cual es recomendable darles un pre tratamiento químico en la propia fuente. Este tratamiento químico consiste en la aplicación de sulfato de cobre, carbón activado en polvo, permanganato de potasio o cloro, cuando no puede ser causante de precursores adversos a la salud.

**5.2.1** Se sugieren las siguientes dosificaciones de sulfato de cobre:

- Si la alcalinidad total al anaranjado de metilo es igual o mayor a 50 mg/l como $CaCO_3$, la dosis recomendable es de 1 mg/l calculada sobre el volumen de agua de la fuente en una profundidad máxima de 0,6 m.
- Si la alcalinidad es menor, se recomienda una dosis de 0,3 mg/l aplicada sobre todo el volumen de la fuente.
- Si en la fuente existen truchas, las dosis no deben ser mayores a 0,14 mg/l.

**5.3 Presedimentación**. La presedimentación es un pre tratamiento utilizado para remover grava y arena que han pasado por las estructuras de captación y desarenación, así como limo del agua cruda, antes de que entren a la planta de tratamiento.

**5.3.1** Existen tres sistemas de pre sedimentación: pre sedimentadores, tanques de arena, y aparatos para la remoción mecánica de arena y limo. Solamente los tanques pre sedimentadores se consideran como tecnología apropiada para nuestro país.

**5.3.1.1** Los pre sedimentadores pueden diseñarse para tasas superficiales de 2,71 $m^3/m^2/d$ a 3,39 $m^3/m^2/h$, y tiempos de retención de 2 h a 3 h para el caudal máximo.

**5.3.1.2** En ocasiones, los pre sedimentadores se utilizan también para igualación de las características del agua y reducción del impacto de cambios en la calidad del agua cruda. En estos casos, el tiempo de retención puede ser mayor y hasta de 24 h.

**5.3.1.3** Los pre sedimentadores pueden ser de forma rectangular, circular o triangular, con profundidad variable, y se recomiendan para aguas con turbiedades mayores a 1 000 NTU.

**5.4 Prefiltración**

**5.4.1 Prefiltros de grava**. Con el objeto de acondicionar aguas superficiales para su tratamiento con filtros lentos, se utilizan prefiltros de grava, siempre que la turbiedad media del agua cruda sea inferior a 250 NTU y la capacidad de la planta sea pequeña.

**5.4.1.1** Como guías de diseño para prefiltros de flujo horizontal se pueden usar velocidades de flujo de 0,5 m/h y tres capas de grava de las siguientes características:

*(Continúa)*

**TABLA 3. Características de la grava para pre filtros horizontales**

| CAPA | LONGITUD<br>m | DIÁMETRO<br>mm |
|---|---|---|
| 1 | 1 | 25 – 80 |
| 2 | 4,5 | 30 – 70 |
| 3 | 4,5 | 5 – 12 |

**5.4.1.2** Los pre filtros verticales se diseñarán para una velocidad de flujo vertical descendente de 0,25 m/h, y las capas de grava desde la superficie serán:

**TABLA 4. Características de grava para pre filtros verticales**

| CAPA | PROFUNDIDAD<br>m | DIÁMETRO<br>mm |
|---|---|---|
| 1 | 0,1 | 15 – 25 |
| 2 | 0,2 | 10 – 15 |
| 3 | 0,5 | 5 – 10 |

**5.4.2 Micro tamices**. Con aguas muy turbias, con presencia de algas y otros organismos acuáticos, se pueden utilizar los micro tamices, que son tambores rotatorios forrados con una malla de acero inoxidable o poliéster, con aberturas de entre 20 y 30 micrones de diámetro. El tambor rota usualmente entre 4 rpm a 7 rpm, y se requiere una bomba de retro lavado para limpiar el tamiz con una presión de 18 a 35 mca.

**5.5 Aireación**. La aeración puede ser utilizada en aguas superficiales o en aguas subterráneas, con los siguientes objetivos: oxidación del hierro y del manganeso; separación de gases tales como el bióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno y metano; eliminación de sabor y olor; y, adición de oxígeno. El propósito de la aeración, las características químicas del agua, otros procesos de tratamiento a ser usados en la planta, condiciones locales, requerimientos de aire y de bombeo y protección contra la contaminación, deberán ser considerados antes de seleccionar el proceso y el tipo de aeración. En general, se considera apropiada la aeración de aguas subterráneas, siendo cuestionable la aeración de aguas superficiales. La aeración tiene también un objetivo principal en la remoción de compuestos orgánicos volátiles que provienen del manejo inapropiado de productos químicos o disposición inapropiada de aguas residuales; entre ellos está el tricloroetileno, el tetracloruro de carbono, el tetracloroetileno, el dicloroetano y el cloruro de metileno.

**5.5.1 Aireadores de cascada.** Requieren una carga hidráulica de 1 m a 3 m, un área semejante a 0,1 $m^2$/l/s, y ofrecen una remoción del 20% al 45% de los gases disueltos, y mejores eficiencias en la remoción de hierro. Pueden presentar problemas de corrosión, desarrollo de algas y de ventilación. Entre estos se incluyen también los aireadores de cono y los planos inclinados.

**5.5.2 Aireadores de charoles**. Estarán constituidos por una serie de charoles o bandejas cuya función es incrementar al máximo la superficie de contacto entre el aire y el agua. Para ello se requiere que haya una muy buena ventilación del sitio en el que se instalen los aireadores. Son recomendables principalmente para oxidación de hierro, manganeso y $CO_2$. Para su diseño se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

*(Continúa)*

**5.5.2.1** Los aireadores de bandejas sin medio de contacto están constituidos por plataformas de madera, de metal o de plástico, cada una de las cuales, a su vez, está conformada por tiras o tablones de 5 cm de ancho espaciados 3 cm entre sus bordes. El espaciamiento entre las bandejas o plataformas variará entre 30 y 50 cm dependiendo del tiempo total de contacto que se desea obtener. En caso de haberse demostrado mediante pruebas de campo, se podrá recurrir a la ventilación forzada para mejorar la eficiencia de remoción de gases.

**5.5.2.2** Los aireadores de bandejas con medio de contacto, estarán constituidos por charoles con fondo perforado o de malla. En ellos se colocarán trozos sólidos de 5 cm a 15 cm de diámetro, cuya función es mejorar la eficiencia de intercambio de gases, adsorber sustancias orgánicas, neutralizar químicamente el agua, o promover la acción catalítica de películas de óxido mangánico en la oxidación del manganeso.

**5.5.2.3** El medio de contacto podrá ser cualquier objeto sólido que sea adecuado para el objetivo perseguido. Por ejemplo, para neutralizar excesivas concentraciones de $CO_2$ y para aumentar la alcalinidad del agua podrán utilizarse trozos de calcita o mármol; para promover la adsorción de sustancias orgánicas y promover el desarrollo de microorganismos oxidantes de sulfuros y de la materia orgánica disuelta, se utilizarán trozos de piedra pómez o de carbón vegetal. En todo caso, se evitará el uso de materiales importados como el carbón de coque, y se buscará el medio de contacto apropiado para cada caso entre los materiales disponibles en la localidad.

**5.5.2.4** El medio de contacto se dispondrá en los charoles o en las cestas de malla de alambre, en capas de aproximadamente 0,15 m a 0,2 m de espesor, y en una área de 0,05 a 0,15 $m^2/l/s$.

**5.5.2.5** La distancia entre los fondos de dos charoles consecutivos variará entre 30 y 60 cm, y el número de charoles entre 3 y 9.

**5.5.3.6** El número de charoles y la altura de la torre de aeración se calculará a base del tiempo total de contacto que se desea. La carga hidráulica superficial variará entre 100 $m^3/m^2/d$ y 200 $m^3/m^2/d$, dependiendo del objetivo que se persiga; el valor escogido para el diseño se determinará, preferentemente, mediante pruebas de campo.

**5.5.2.7** La remoción de $CO_2$ mediante estos aireadores puede ser aproximada mediante la ecuación de Scott, que dice:

$$Cn = Cc\ 10^{-kn}$$

En donde:

| | | |
|---|---|---|
| Cn y Cc | = | concentración de $CO_2$ en ppm; |
| n | = | número de charoles incluido el de distribución; |
| k | = | coeficiente que depende de la ventilación, de la temperatura, turbulencia y otras características de la instalación. Varía de 0,12 a 0,16. |

**5.5.2.8** En caso de seleccionarse charoles con placas perforadas, el número y el diámetro de los orificios se calculará de modo que la altura máxima de agua sobre los orificios no exceda de 0,01 m.

**5.5.2.9** Finalmente, se diseñarán las obras necesarias para reducir al mínimo las salpicaduras de agua fuera del aireador, para impedir la acumulación de precipitados metálicos en el estanque recolector y para garantizar la correcta distribución del agua en el charol superior.

**5.5.3 Aireadores de surtidores.** Estos aireadores pueden ser de dos tipos: de orificios o tuberías perforadas, y de boquillas. Son eficientes para la remoción de $CO_2$ y la adición de oxígeno, y para la oxidación de hierro y manganeso. Para su diseño se considerarán los siguientes parámetros:

**5.5.3.1** El tiempo de exposición será igual o mayor a 2 s.

*(Continúa)*

**5.5.3.2** La presión del agua deberá ser tal que la aspersión producida genere el tiempo de contacto deseado.

**5.5.3.3** El caudal por boquilla de 2,5 cm a 4 cm de diámetro, variará de 5 l/s a 10 l/s a una presión de 7 mca, y el espaciamiento, de 0,6 m a 3,6 m, dependiendo del tipo de boquilla.

**5.5.3.4** El agua se recolectará en un depósito provisto de tuberías de salida y de desagüe con sus respectivas válvulas de compuerta.

**5.5.4 Otros aireadores**. Siempre que exista la suficiente justificación técnica y económica, el diseñador podrá utilizar otro tipo de aireadores más sofisticados, previa aprobación de la SAPYSB, tales como: aireadores de difusores, aireadores mecánicos y a presión, y diseños patentados.

**5.5.5** Se deberá considerar una protección contra el viento para evitar pérdida de agua, mediante el diseño de dispositivos adecuados.

**5.5.6** Para todo tipo de aireador se deberán diseñar tuberías de desvío que permitan el paso directo del agua durante reparaciones o mantenimiento del aireador, y el aislamiento de una unidad cuando se usen varios aireadores en paralelo.

**5.5.7** El diseño de cualquier tipo de aireador deberá incluir una protección contra la contaminación del agua por acción de agentes externos.

**5.6 Mezcla.** Cuando se añaden productos químicos al agua para su tratamiento, estos necesitan ser dispersados rápida y uniformemente, para lo cual se utiliza un proceso unitario conocido como mezcla rápida. Los dispositivos en que se produce este proceso deben diseñarse evitando los cortocircuitos, de tal manera que una vez producida la mezcla, disminuya la turbulencia a efectos de no destruir los microflóculos ya formados.

**5.6.1** Cuando el tiempo y la energía de mezcla no son factores importantes, como en el caso de cloración o fluoruración, la turbulencia debida a la fricción en una tubería o canal puede ser apropiada, siempre que se provea una distancia mínima de 30 diámetros o anchos de canal, para asegurar la dispersión de los químicos. En los demás casos, es necesario asegurar la provisión de suficiente energía para que la mezcla se produzca en un período de 0,10 a 10 segundos, utilizándose entonces dispositivos hidráulicos o mecánicos.

**5.6.2 Dispositivos hidráulicos**

**5.6.2.1 Canaletas con cambio de pendiente**. Que son recomendadas para plantas pequeñas. Como guías de diseño se utilizan gradientes de velocidad entre 1 000 $s^{-1}$ y 2 000 $s^{-1}$, tiempos de retención menores que 1 s, y números de Froude entre 4,5 y 9,0 para conseguir un resalto hidráulico estable.

**5.6.3.2 Canaletas Parshall**. Que cumplen la doble función de producir la mezcla y medir el caudal afluente a una planta de capacidad nominal media y grande. Valores típicos de parámetros de diseño son los siguientes: gradiente de velocidad entre 800 $s^{-1}$ y 1 000 $s^{-1}$, tiempo de retención de 2 s, velocidad de flujo en la garganta mayor y similar a 2 m/s, y pérdida de carga total superior a 0,25 m. Se recomiendan números de Froude entre 2 y 3.

**5.6.2.3 Vertedero con caída libre**. Recomendable para plantas pequeñas, en su forma triangular o rectangular, que permite además el aforo del caudal que ingresa a la planta. Se pueden observar como guías los mismos criterios de diseño expuestos para las canaletas de pendiente variable.

**5.6.2.4 Difusores**. Tales como placas perforadas que se colocan en la tubería de ingreso a la planta. Se recomienda utilizar gradientes de velocidad entre 500 $s^{-1}$ y 1 000 $s^{-1}$, y tiempos de retención entre 1 y 10 s.

*(Continúa)*

La velocidad inicial mínima de los chorros debe ser de 3 m/s y el diámetro mínimo de las perforaciones de 3 mm; la velocidad mínima de la masa de agua donde se distribuyen los chorros deberá ser de 2 m/s; la sección máxima total de los chorros será de 200 $cm^2$ y el diámetro de los mismos no mayor de 20 cm.

**5.6.2.5 Inyectores**. Que permiten conseguir la homogeneización instantánea del coagulante con el flujo de agua, mediante la regulación de la velocidad de los chorros y su número. La velocidad de los chorros debe ser por lo menos cinco veces la velocidad del flujo de agua, y el área cubierta por ellos por lo menos del 80% del área del tubo; el gradiente de velocidad puede estar entre 1 000 $s^{-1}$ y 2 000 $s^{-1}$ y el tiempo de residencia será alrededor de 1 s.

**5.6.3 Dispositivos mecánicos**. Consisten en un agitador y una cámara diseñada para un tiempo de retención de 10 s a 30 s. Se recomienda la utilización de agitadores tipo turbina de flujo axial o flujo radial, capaces de producir un gradiente de velocidad de 500 $s^{-1}$ a 2 000 $s^{-1}$. El reductor de velocidad se especificará para un factor de servicio no menor de 1,50 basado en la potencia nominal del motor eléctrico.

La cámara de mezcla debe ser preferiblemente cuadrada, con pantallas para evitar la formación de vórtices, en número mínimo de dos compartimentos, y para una profundidad de agua de 2,75 m a 4,5 m.

**5.6.4 Otros dispositivos**

**5.6.4.1** Si las características del proyecto lo justifican, podría diseñarse que la mezcla rápida sea efectuada en el bombeo o en la aireación, en cámaras con movimiento helicoidal, con elementos fijos colocados dentro de un tubo, o con mallas o telas.

**5.6.4.2** Se podrán utilizar también los mezcladores de tubería, cuya eficiencia es muy superior a aquella de los tanques completamente mezclados. Para este caso, se puede emplear un período de retención de 0,5 s y mezcladores cuya potencia sea alrededor de 16 kw/l/s, con un gradiente de velocidad de hasta 3 500 $s^{-1}$.

**5.6.5** Para mayor eficiencia del proceso de coagulación se utilizarán preferentemente reactores tipo pistón. El diseño deberá garantizar una rápida dispersión del coagulante en la corriente a ser tratada.

**5.6.6** Si se adoptan mezcladores mecánicos, deberá contemplar la construcción de unidades de reserva.

**5.6.7** Cuando la mezcla sirve para la dispersión de coagulantes, la distancia hasta el siguiente proceso de tratamiento corresponderá al recorrido del agua en un tiempo máximo de 60 s; este tiempo podrá aumentar hasta 3 minutos si a lo largo del conducto que comunica la mezcla y el siguiente proceso, existiera un sistema de agitación capaz de conferir al agua un gradiente de velocidad superior a 75 $s^{-1}$.

**5.6.8** El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia y en forma constante, uniformemente distribuido en toda la masa de agua.

**5.7 Floculación**. Después que el coagulante ha sido dispersado en el agua, se facilita la formación del flóculo por medio de una agitación lenta, la misma que puede ser obtenida por medios hidráulicos en plantas pequeñas y medianas con aguas de calidad más o menos constante, o mecánicos en todo tipo de plantas.

**5.7.1 Cámaras con pantallas de flujo horizontal**

**5.7.1.1** Recomendables para plantas pequeñas. Pueden proyectarse también para caudales mayores, siempre y cuando se disponga de terreno barato y área suficiente.

*(Continúa)*

**5.7.1.2** El rango de velocidad dentro del cual se consigue una variación del gradiente de velocidad de 90 $s^{-1}$ a 20 $s^{-1}$ es de aproximadamente 0,22 m/s a 0,08 m/s.

**5.7.1.3** Se recomienda utilizar pantallas removibles de madera, plástico, u otro material de bajo costo disponible en el medio, que no constituya un riesgo de contaminación. De esta manera se da mayor flexibilidad a la unidad y se reduce el área, disminuyendo por consiguiente los costos de construcción.

**5.7.1.4** Entre los materiales indicados para las pantallas, el que ofrece mayor confiabilidad es la madera. En este caso, se pueden disponer tabiques de madera machihembrada, tratada con algún producto impermeabilizante no peligroso para la salud. La unidad puede tener una profundidad de 1,5 m a 2 m.

**5.7.1.5** El coeficiente de pérdida de carga en las vueltas varía entre 2 y 4. El valor usual es de 3. El coeficiente de fricción (n) a lo largo de los canales para placas de madera, es de 0,012.

**5.7.1.6** Cuando se utilizan encofrados ondulados se consigue disminuir las variaciones de gradientes de velocidad entre los canales y las vueltas. En este caso, se considera un coeficiente de fricción de 0,03 para calcular la pérdida de carga en los canales.

**5.7.1.7** El espaciamiento entre el extremo de la pantalla y la pared del tanque, es decir el paso de un canal a otro, se deberá hacer igual a 1,5 veces el espaciamiento entre pantallas.

**5.7.2 Cámaras con pantallas de flujo vertical**

**5.7.2.1** Se recomienda preferiblemente utilizarlas para plantas de tamaño mediano y grande.

**5.7.2.2** Se proyectan para profundidades de 3 m a 4 m, por lo que ocupan un área menor que las de flujo horizontal.

**5.7.2.3** También se recomienda utilizar preferentemente tabiques de madera machihembrada de 2 cm a 4 cm de espesor, pero son aceptables otros materiales disponibles en el medio y debidamente justificados. Con tabiques de madera se pueden adoptar profundidades de agua de 4 m a 5 m. El espaciamiento mínimo en los canales será de 0,6 m.

**5.7.2.4** La sección de cada paso se calculará para una velocidad igual a los dos tercios de la velocidad en los canales.

**5.7.2.5** El gradiente en el canal no deberá ser menor de 20 $s^{-1}$. En plantas grandes se recomienda colocar en los orificios de paso, mallas de hilo nylon diseñadas con el mismo gradiente de velocidad del canal.

**5.7.2.6** Para evitar la acumulación de lodos en el fondo y facilitar el vaciado del tanque, se dejará en la base de cada tabique que llega hasta el fondo, una abertura equivalente al 5% del área horizontal de cada compartimiento.

**5.7.2.7** Al igual que en las unidades de flujo horizontal, debe tenerse especial cuidado en la adopción del ancho de la unidad, para que en el diseño de los tramos con bajos gradientes, las pantallas se entrecrucen por lo menos en un tercio de su longitud, para evitar la formación de espacios muertos y cortocircuitos.

**5.7.3 Floculadores tipo Cox o Alabama**

**5.7.3.1** En estos floculadores, el agua hace un movimiento ascendente - descendente dentro del compartimiento.

**5.7.3.2** El gradiente de velocidad se produce casi exclusivamente en los puntos de paso localizados todos en el fondo de la unidad y distribuidos alternadamente en uno y otro extremo del fondo.

*(Continúa)*

**5.7.3.3** En el floculador Alabama, el gradiente de velocidad es función de la suma de las pérdidas de carga en el cambio de dirección del flujo al ingresar al niple, en el niple propiamente dicho, en la curva y en la boquilla de salida.

**5.7.3.4** En el floculador tipo Cox, el gradiente de velocidad es función de la pérdida de carga en el cambio de dirección del flujo y en el codo o curva.

**5.7.3.5** La profundidad de la unidad debe ser de 3 m a 3,5 m para que la altura máxima de agua sobre los orificios sea del orden de 2,4 m.

**5.7.3.6** La relación ancho/largo de cada compartimiento debe ser de 1 a 1,33.

**5.7.3.7** La sección de cada compartimiento se diseñará con una tasa de 0,45 $m^2$ por cada 1 000 $m^3$/d.

**5.7.3.8** Los criterios para diseñar los puntos de paso entre los compartimentos son los siguientes:

- Relación de la longitud del niple a su diámetro: L/d=5
- Velocidad en las boquillas variable entre 0,25 m/s a 0,75 m/s.
- Tasa de diseño para determinar la sección de las boquillas: 0,025 $m^2$ por cada 1 000 $m^3$/d.

**5.7.4 Floculadores de medios porosos**

**5.7.4.1** Son floculadores hidráulico con un número casi infinito de cámaras o compartimentos, a lo cual debe su eficiencia.

**5.7.4.2** Como material granular puede utilizarse piedra, esferas de plástico, residuos de las fábricas de plástico, segmentos de tubos, o cualquier otro tipo de material similar no putrescible ni contaminante.

**5.7.4.3** Los floculadores de piedras se diseñan con cascajo de diámetro medio de 15.9 mm, y rangos entre 12 mm y 19 mm.

**5.7.4.4** La unidad debe tener flujo ascendente y forma troncocónica, para escalonar los gradientes de velocidad, manteniendo el tamaño del material constante, y facilitar su limpieza.

**5.7.4.5** En este tipo de unidades, el tiempo de retención total es de 5 min. a 10 min.

**5.7.4.6** Los floculadores de piedras sólo son recomendables para caudales muy pequeños (entre 10 l/s y 15 l/s), siendo preferibles para caudales mayores, unidades de flujo horizontal de sección constante, en las que el escalonamiento de gradientes se obtenga colocando material granular de tamaño decreciente.

**5.7.5 Floculadores de mallas o telas**

**5.7.5.1** Estos floculadores se construyen con mallas de hilo nylon que son atravesadas por el flujo, produciéndose el gradiente de velocidad deseado, como función de la pérdida de carga. La floculación depende de las características de las mallas y de la velocidad del flujo.

**5.7.5.2** La velocidad óptima (cm/s) es igual al doble del espaciamiento (cm) entre los hilos de nylon, que se recomienda esté entre 1 cm y 2 cm.

**5.7.5.3** El grosor más adecuado de los hilos es de 3 mm a 4 mm. Hilos más delgados o mallas más pequeñas, sólo deberán usarse en la mezcla rápida o al inicio del floculador.

**5.7.5.4** Se recomiendan velocidades de flujo del orden de 10 cm/s a 30 cm/s, para evitar la sedimentación excesiva de los flóculos.

*(Continúa)*

**5.7.6 Floculadores mecánicos de paletas**

Constituyen el tipo de unidad más utilizada. Pueden ser de eje vertical u horizontal, con paletas paralelas o perpendiculares al eje. El tipo más ventajoso es el de eje vertical, porque evita el uso de cadenas de transmisión y de pozos secos para los motores.

El tiempo de retención recomendado para este tipo de unidades varía de 20 min. a 40 min., para compensar la tendencia a la formación de espacios muertos. La altura de las cámaras es usualmente de 3 m a 4 m. Los gradientes de velocidad son variables entre 75 $s^{-1}$ y 10 $s^{-1}$, y más comúnmente entre 65 $s^{-1}$ y 25 $s^{-1}$. La relación largo/ancho óptima de las paletas es de 18 a 20. El grado de sumergencia de las paletas es de 0,15 m a 0,2 m.

**5.7.6.1 Paletas con eje vertical**

Se utilizarán como mínimo tres cámaras de base cuadrada, conectadas en serie. Para anular los espacios muertos, se rellenarán las esquinas con hormigón pobre y para eliminar el vórtice se usarán dentro de estos rellenos, cuatro sendos tabiques cuya dimensión libre dentro del tanque sea por lo menos el 10% del diámetro del cilindro circunscrito. Para estabilizar el flujo entre las cámaras consecutivas se utilizarán preferiblemente tabiques perforados, a través de los cuales se deberá mantener una velocidad de flujo tal que el valor del gradiente de velocidad no exceda aquel que se mantiene en la cámara previa. Para evitar que el agua sea acarreada como una sola masa durante la rotación de las paletas, el área expuesta de las paletas será aproximadamente el 20% de la sección transversal perpendicular al eje de rotación. La velocidad lineal de las paletas en sus extremos se mantendrá preferentemente entre 0,3 m/s y 0,6 m/s.

**5.7.6.2 Paletas de eje horizontal**

Se utilizarán por lo menos dos tanques conectados en serie y separados por tabiques con orificios. El gradiente de velocidad en estos orificios deberá ser inferior o igual a aquél que se mantiene en la cámara aguas arriba de los orificios. Se usarán los siguientes criterios de diseño:

a) El área total de paletas debe ser aproximadamente un 20% del área del tanque, perpendicularmente a la dirección de rotación.

b) La velocidad lineal de los extremos de las paletas se mantendrá preferentemente entre 0,3 m/s y 0,6 m/s, y la velocidad tangencial máxima será 0,75 m/s.

c) La distancia libre entre el cilindro de rotación de las paletas y el fondo del tanque, será de 0,3 m como mínimo.

d) Los mecanismos de transmisión entre los motores y los ejes se colocarán en una cámara seca y se mantendrán adecuadamente lubricados para evitar su corrosión.

**5.7.7 Recomendaciones generales**

**5.7.7.1** Se recomienda utilizar como mínimo tres reactores completamente mezclados en serie, o preferiblemente reactores tipo pistón.

**5.7.7.2** El gradiente de velocidad máximo al inicio de la floculación no debe ser mayor que el que se tiene en la interconexión entre la mezcla rápida y esta unidad, y debe variar en forma uniformemente decreciente desde la entrada hasta la salida del floculador.

**5.7.7.3** El diseñador podrá utilizar otros criterios de diseño para estas unidades, en lugar del gradiente de velocidad y el tiempo de retención, siempre que los justifique adecuadamente y la SAPYSB lo acepte.

*(Continúa)*

**5.8 Clarificación**. La separación a gravedad de las partículas floculadas o no, que contiene el agua coagulada o cruda, se conoce como clarificación y se realiza en tanques especialmente diseñados para el efecto, lo cual permite efectuar a continuación una filtración más eficiente del agua.

**5.8.1 Sedimentadores simples**. Estos tanques se utilizan con aguas crudas como tratamiento previo a la filtración lenta del agua. Por lo general, son de forma rectangular alargada y el flujo es horizontal. Sin embargo, se pueden diseñar sedimentadores circulares, con flujo horizontal o ascendente, y alimentación central o periférica. Algunas guías para su diseño se dan a continuación:

**5.8.1.1** La carga superficial deberá ser establecida de acuerdo a las características de las partículas a remover, estando generalmente comprendida entre 2 y 20 $m^3/m^2$ d. Para obras de gran envergadura, deberán realizarse pruebas para determinar la carga de diseño.

**5.8.1.2** El período de retención será de 4 h a 12 h.

**5.8.1.3** La profundidad recomendada está comprendida entre 1,5 m y 2,5 m, excluyendo el borde libre y la altura para acumulación de lodos.

**5.8.1.4** Se recomiendan las siguientes relaciones de las dimensiones: longitud/ancho = 4 a 6; longitud/profundidad = 5 a 20

**5.8.1.5** Cuando se proyecten dos o más sedimentadores, se diseñará un dispositivo que permita repartir el agua uniformemente entre las unidades respectivas.

**5.8.1.6** Se recomienda disponer de elementos que reduzcan la energía cinética del flujo que ingresa al sedimentador, de modo que el caudal de entrada se distribuya lo más uniformemente posible en la sección transversal del sedimentador.

**5.8.1.7** Con el objeto de disminuir a un mínimo la proporción de partículas que pueden ser resuspendidas en el flujo de salida, la estructura proyectada debe lograr una lámina uniforme y de baja velocidad.

**5.8.1.8** Podrán utilizarse como dispositivos de salida vertederos lisos o dentados, orificios sumergidos y otros. La longitud del vertedero debe fijarse sobre la base de que el gasto no supere los 140 $m^3/d$ a 220 $m^3/d$ por metro de vertedero. Para orificios, su área será el 40% del área transversal del sedimentador y la velocidad a través de los mismos, de 0,1 m/s a 0,2 m/s.

**5.8.1.9** Para asegurar el buen funcionamiento del sedimentador, se recomienda disponer de dispositivos de desborde, evitando al mismo tiempo que estos interfieran con el funcionamiento del sedimentador.

**5.8.1.10** Se deberá prever el volumen adicional en el sedimentador para almacenamiento de lodos, dependiendo dicho volumen de la calidad del agua y del tiempo transcurrido entre limpiezas consecutivas; este volumen estará entre el 10% y el 25% del volumen útil del sedimentador.

**5.8.1.11** Para el almacenamiento de los sedimentos, se podrán diseñar tolvas que se ubicarán bajo el dispositivo de entrada, con pendiente mínima 1,2:1 vertical a horizontal, o se incrementará la profundidad del sedimentador dando una pendiente máxima del 8% al 12% al piso hacia una canaleta central que llevará el lodo al exterior. El diámetro de la tubería de drenaje estará de acuerdo con el volumen del sedimentador y permitirá el vaciado de éste en un plazo no mayor de 4 h.

**5.8.1.12** Se calcularán las pérdidas de carga que ocasionen los dispositivos de entrada y salida en los sedimentadores.

**5.8.1.13** Se recomienda como mínimo dos unidades de sedimentación que trabajen en paralelo.

*(Continúa)*

**5.8.1.14** En casos muy especiales se estudiará la conveniencia de proveer una cubierta para los tanques de sedimentación.

**5.8.2 Sedimentadores convencionales de flujo horizontal**

**5.8.2.1** Se utilizarán como mínimo dos tanques para facilitar las operaciones de limpieza y remoción de lodos acumulados.

**5.8.2.2** La forma de los decantadores convencionales será preferentemente rectangular, pues la eficiencia de los tanques circulares o de sección cuadrada, con alimentación central o periférica, es mucho menor.

**5.8.2.3** La máxima longitud de estos decantadores es aproximadamente de 30 m. Si se mantiene la relación largo/ancho entre 3 y 5, se obtienen buenos resultados.

**5.8.2.4** Como guía para la selección de la carga superficial, se considerará el tipo y la capacidad nominal de la planta. Para plantas grandes que promueven la formación de flóculos de aluminio y que utilizan filtración de alta tasa, son usuales valores entre 30 m/d y 60 m/d; con otro tipo de filtros, las tasas recomendables van de 18 m/d a 36 m/d. Si se tratara de flóculos pesados, se recomiendan tasas de 47 a 57 y de 30 m/d a 60 m/d respectivamente. Para plantas de capacidad media se recomienda utilizar cargas que varían del 80% al 85% de las utilizadas en instalaciones grandes, y para plantas pequeñas, alrededor del 50% de las mismas

**5.8.2.5** La profundidad útil, descontando aquella que será ocupada por los lodos, variará entre 3 m y 5 m, dependiendo del tamaño de las instalaciones. Una profundidad de 3,5 m da buenos resultados.

**5.8.2.6** El tiempo medio de retención teórico en la zona de sedimentación variará entre 2 h y 4 h. Como guía para mantener una relación adecuada entre las dimensiones escogidas, se calculará el tiempo de retención medio como la división de la profundidad libre (m) para la carga superficial ($m^3/m^2/d$).

**5.8.2.7** La estructura de entrada deberá garantizar una distribución adecuada del líquido a través de la sección transversal del tanque, para evitar cortocircuitos y romper las corrientes térmicas. Una estructura que da buenos resultados es un tabique perforado; la velocidad a través de las perforaciones será alrededor de 0,15 m/s a 0,3 m/s, pero su valor final será tal que el gradiente de velocidad en ellas sea igual o inferior a aquel existente en la última sección del floculador. La parte inferior del tabique deberá tener espacio suficiente para el flujo del lodo hacia el sumidero respectivo.

**5.8.2.8** El diámetro de las perforaciones debe ser menor que el espesor de la pared, y alrededor de 0,1 m. Su forma será tronco-cónica con el borde de aguas arriba redondeado. El diámetro del orificio a la entrada será por lo menos dos veces el diámetro de la salida.

**5.8.2.9** La pérdida de carga a través de los orificios debe ser por lo menos cuatro veces el valor de la energía cinética de aproximación, con el objeto de igualar la distribución del flujo tanto horizontal como verticalmente.

**5.8.2.10** El diseño de la estructura de salida debe ser tal que se neutralice al máximo el efecto de las corrientes de densidad y se evite la formación de corrientes que arrastren partículas desde el fondo hacia la salida del tanque. Para el efecto, el diseñador puede seleccionar canaletas, vertederos, tubos perforados o cualquier otro aditamento que cumpla con los requisitos anteriores.

**5.8.2.11** No se colocará ningún vertedero o canaleta de rebose transversal, junto al o cerca del extremo final del tanque. Se diseñará un sistema de canaletas que cubra por lo menos la tercera parte final de la superficie del tanque. La superficie servida por canaletas se calculará utilizando una carga de diseño de 60 $m^3/m^2/d$ a 90 $m^3/m^2/d$.

*(Continúa)*

**5.8.2.12** Las canaletas se dispondrán paralelamente, en dirección transversal o longitudinal, con un espaciamiento entre ejes que oscile entre 4 y 6 m. Para extraer el líquido se podrán utilizar vertederos a lo largo de las canaletas u orificios en sus paredes. Estos últimos son muy útiles para eliminar basuras flotantes y deben estar sumergidos entre 30 y 60 cm bajo la superficie. De esta manera, se puede variar el nivel de operación del sedimentador.

**5.8.2.13** Todo tanque de sedimentación irá equipado con un rebosadero y un desagüe que sean hidráulicamente independientes y que permitan desalojar todo el caudal que entre al tanque.

**5.8.2.14** La remoción de lodos se hará preferentemente en forma manual. Sólo en caso de plantas grandes o en plantas de ablandamiento se puede considerar la limpieza continua de lodos por medio de equipo mecánico. En este caso, el equipo será preferentemente rotatorio, y deberá cubrir como máximo el primer tercio de la longitud total del tanque, pues es allí donde se produce la mayor parte de la acumulación de lodos. El resto podrá limpiarse manualmente una o dos veces al año, dependiendo de las circunstancias.

**5.8.2.15** Para la limpieza manual discontinua, se proveerá una profundidad para la acumulación de lodos de no menos de 2 m al principio del tanque y 0,30 m al final. El fondo del tanque tendrá una sección transversal en forma de V con una pendiente lateral de 10% hacia el eje central; se proveerá además una pendiente mínima longitudinal del 5% desde el extremo final del tanque hacia su principio.

**5.8.2.16** En caso de que se desee hacer una extracción continua o intermitente de lodos, se proveerán sumideros en forma de troncos de pirámide invertida, cuyos lados tengan una inclinación mínima de 60 grados con la horizontal, ubicados en el lado más profundo del tanque. Sus paredes deberán ser absolutamente lisas para facilitar el flujo del lodo hacia el fondo del sumidero.

**5.8.3 Sedimentadores de flujo ascendente**

**5.8.3.1** Son de sección transversal circular, cuadrada o rectangular. Su parte inferior es tronco piramidal o tronco cónica, con un ángulo de inclinación respecto a la vertical de 30 a 45 grados.

**5.8.3.2** El afluente debe introducirse en tal forma que se distribuya uniformemente por encima de la cámara de lodos en corrientes ascensionales. La salida se hará por la parte superior en forma uniforme, ya sea escurriendo el agua por un vertedero que se colocará en todo el perímetro del tanque y que se comunicará con una canaleta periférica, o ya sea por medio de un sistema radial de canaletas o de tubos perforados que recogen el agua y la transportan hacia una cámara central, desde la cual parte el conducto de salida.

**5.8.3.3** El lodo deberá evacuarse periódicamente por lo menos cada cinco días, por escurrimiento o por sifonaje, bajo la propia presión del líquido.

**5.8.3.4** La profundidad del tanque se fijará de tal manera que el ascenso del agua no sobrepase de 1,8 m a 2 m. La velocidad de ascenso de flujo se tomará entre 12 m/d y 24 m/d.

**5.8.4 Sedimentadores laminares**

**5.8.4.1** Están constituidos por tanques convencionales de flujo horizontal o ascendente, a los cuales se les cubre parcialmente con placas o tubos para interceptar las partículas sedimentables. Las placas o tubos son paralelos y el flujo a través de ellos debe ser laminar. Son de dos tipos: prácticamente horizontales, con una inclinación de aproximadamente 5 grados respecto a la horizontal, y muy inclinados, formando un ángulo de 55 a 60 grados con la horizontal.

Para su diseño se pueden utilizar los siguientes criterios:

a) Las placas o tubos pueden ser de madera, plástico reforzado con fibra de vidrio, PVC o cualquier otro material que no emita sustancias peligrosas para la salud.

*(Continúa)*

b) La separación entre placas o entre las paredes de los tubos, será alrededor de 5 cm o 6 cm. En el caso de placas o tubos muy inclinados, su ángulo de inclinación no excederá de 60 grados y su longitud paralela a la dirección del flujo será alrededor de 1,2 m. El número de Reynolds a mantenerse entre las placas será menor o igual que 500.

c) La superficie de las placas o de los tubos deberá estar entre 0,3 m y 0,9 m bajo la superficie del líquido y su extremo inferior, por lo menos a 1,2 m sobre la superficie de los lodos acumulados en el fondo de tanques rectangulares, y en todo caso a la profundidad requerida para evitar que el agua decantada presente una velocidad superior a 1 m/min.

d) La carga hidráulica superficial en la zona cubierta por placas o tubos estará entre 100 $m^3/m^2/d$ y 180 $m^3/m^2/d$ para tanques de flujo horizontal. Esta carga se calculará dividiendo el caudal de diseño para la superficie total del sedimentador.

e) La zona cubierta por placas o tubos en tanques rectangulares o circulares de flujo horizontal, cubrirá entre la mitad y las tres cuartas partes de la superficie del tanque más cercana a su salida, evitando cubrir zonas en las que haya inestabilidad de flujo.

f) En el caso de tanques de flujo ascendente, se puede cubrir toda la superficie con módulos de placas. De estos módulos, algunos deberán ser removibles para facilitar el acceso al interior del tanque, para reparaciones o limpiezas.

g) En caso de placas o tubos prácticamente horizontales, se deberán proveer los mecanismos necesarios para su limpieza frecuente.

h) Se recomienda utilizar como estructura de entrada a los sedimentadores, conductos longitudinales con orificios ubicados debajo de las placas. La velocidad de flujo en los conductos debe ser alrededor de 0,15 m/s y el gradiente de velocidad en los orificios de distribución debe estar entre 20 $s^{-1}$ y 15 $s^{-1}$.

i) Como estructuras de salida se pueden diseñar un canal central recolector y canales laterales, un canal central y tuberías laterales perforadas, o un canal central y vertederos laterales. Se recomienda tubos con orificios de igual diámetro en la parte superior, que tengan una carga de agua de 5 cm a 10 cm y trabajen con descarga libre.

j) Para la recolección de los lodos sedimentados, se recomienda diseñar tolvas tronco-cónicas con pendientes de paredes entre 45 y 60 grados, que pueden ser continuas o separadas. Estas tolvas estarán conectadas a un sistema de drenes para recolección de los lodos, en los cuales se debe mantener una velocidad de 0,3 m/s para lodos sin arena ni poli electrolitos, y de 1 m/s para el caso contrario.

k) La descarga de lodos se puede hacer de forma mecánica automática, mecánica manual, o hidráulica. La descarga mecánica manual se recomienda solamente para plantas medianas y pequeñas. La descarga hidráulica puede ser utilizada en todo tipo de plantas, y consiste en el uso de sifones intermitentes. Estos sifones son fabricados con tuberías de PVC o hierro fundido de 100 mm a 150 mm de diámetro, y previstos para trabajar con velocidades de 1,1 m/s a 2 m/s; contienen además un tanque regulador con una capacidad útil de 20 litros a 30 litros, lo que da tiempos de funcionamiento de 45 min. a 60 min.; y eyectores largos de 1,5 m a 2 m, que producen velocidades de 0,4 m/s a 0,43 m/s respectivamente.

l) Si se utilizaran módulos plásticos, la velocidad longitudinal media en los elementos tubulares, se limitará como máximo a 0,3 cm/s; la altura usualmente estará entre 0,5 m y 0,6 m.

**5.8.5 Sedimentadores de manto de lodos**

*(Continúa)*

**5.8.5.1** Son aquellos en los que el flujo es netamente ascendente y produce, como resultado, un manto de lodos cuya función principal es atrapar a los microflóculos y promover la floculación de partículas coaguladas. Pueden ser utilizados para floculación y decantación simultáneas, utilizando coagulantes convencionales; para la eliminación de hierro y manganeso; y, son los reactores ideales para plantas de ablandamiento solo o de ablandamiento y floculación combinados. Para el diseño de los decantadores de manto de lodos se utilizarán los siguientes parámetros de diseñó:

a) La carga hidráulica superficial puede variar preferiblemente entre 50 $m^3/m^2/d$ y 100 $m^3/m^2/d$, aunque algunos reactores patentados pueden operar con cargas alrededor de 200 $m^3/m^2/d$.

b) Se debe mantener una altura mínima de líquido clarificado de 1 m sobre el manto de lodos.

c) Se debe diseñar un concentrador interno de lodos, cuyo borde superior sirva como vertedero de lodos. Para su diseño, la velocidad de flujo a través de su cresta será aproximadamente de 0,015 m/s.

d) El efluente se recogerá mediante canaletas con orificios o con vertederos, que preferiblemente se extiendan en forma radial hacia un canal de recolección periférico.

e) Para mejorar la eficiencia de remoción de sólidos se podrá utilizar placas o tubos paralelos con un ángulo de inclinación de 60 grados con respecto a la horizontal. En este caso, la carga hidráulica podrá duplicarse, siempre y cuando se disponga de suficiente capacidad de remoción de lodos.

f) La utilización de placas es imprescindible cuando la turbiedad en el afluente es baja.

g) Estos decantadores y los de recirculación de lodos pueden conseguirse prefabricados, y pueden ser especificados en base de catálogos, siempre y cuando exista la autorización de la SAPYSB.

**5.8.6 Sedimentadores con recirculación de lodos**

**5.8.6.1** Son aquellos en los que los lodos separados del líquido son recirculados a una zona de reacción, donde se ponen en contacto con las partículas que están siendo floculadas. La mayor parte de estas unidades son patentadas y se venden prefabricadas. Son de fabricación nacional y extranjera y pueden utilizarse para las funciones de floculación y clarificación de aguas con partículas suspendidas y para el ablandamiento. Para su diseño o selección se utilizarán los siguientes criterios:

a) Los productos químicos se inyectarán en puntos que garanticen una mezcla satisfactoria con el agua. El equipo de mezcla debe permitir una completa desestabilización de las partículas coloidales o un contacto adecuado entre los reactivos y el agua; y, al mismo tiempo, inducir una corriente que promueva la recirculación de los lodos decantados.

b) La utilización de placas o tubos de sedimentación será imprescindible para el caso de aguas que en algunas épocas del año tengan turbiedades inferiores a 50 unidades.

**5.8.7 Flotación**

**5.8.7.1** Cuando el agua cruda contiene niveles altos de partículas de baja densidad como algas, o cuando la coagulación produce flóculos que sedimentan muy lentamente, la flotación con aire disuelto es una alternativa viable al proceso de sedimentación. Para esto se utilizan cargas superficiales entre 180 $m^3/m^2/d$ y 300 $m^3/m^2/d$ aplicadas a tanques rectangulares o circulares.

**5.8.8 Recomendaciones Generales**

**5.8.8.1** La distribución del agua hacia un conjunto de sedimentadores debe ser uniforme.

**5.8.8.2** Los gradientes de velocidad en las diferentes estructuras de clarificación deben ser menores que en la floculación.

*(Continúa)*

**5.8.8.3** La zona de lodos de sedimentadores con remoción manual de los mismos, debe permitir la acumulación del volumen correspondiente a 30 días de funcionamiento.

**5.8.8.4** En general se tratará de utilizar por lo menos dos clarificadores en paralelo, requisito indispensable para plantas medianas y grandes.

**5.8.8.5** Si se realizan pruebas de laboratorio para determinar las cargas superficiales, en el diseño se emplearán valores inferiores al 80% del valor de las tasas experimentales.

**5.8.8.6** Toda el agua clarificada será conducida a un punto en el cual se podrán introducir productos químicos destinados a acondicionar el agua antes de la filtración.

**5.8.8.7** La instalación, operación y mantenimiento inicial de todo equipo prefabricado, deberán ser supervisadas por técnicos de la compañía proveedora. Se deberá exigir la garantía de que cualquier falla de los equipos provistos sea corregida a la brevedad posible y sin que se produzca ninguna interrupción del servicio.

**5.9 Filtración**. La filtración es un proceso físico-químico utilizado para separar impurezas suspendidas y coloidales del agua, mediante su paso a través de un medio granular, siendo el más común la arena. Los materiales retenidos pueden ser flóculos, microorganismos y precipitados de calcio, hierro y manganeso, entre otros.

**5.9.1** Básicamente se distinguen dos tipos de filtros: los lentos, de baja carga superficial; y, los rápidos, de alta carga superficial. El trabajo de los filtros a gravedad o presión depende, en gran parte, de la mayor o menor eficacia de los procesos preparatorios.

Existen además las unidades patentadas para filtración, cuyas características de diseño y constructivas son particulares de cada fabricante. El empleo de estas unidades podrá ser autorizado por la SAPYSB, una vez que haya comprobado sus ventajas a base de las especificaciones de los fabricantes.

**5.9.2 Filtros lentos de flujo descendente**. Consisten en un tanque que contiene una capa sobre nadante de agua cruda, un lecho de arena filtrante, un sistema de drenaje para recolección del agua tratada, y un juego de dispositivos para regulación y control del filtro. El proceso de purificación del agua es biológico, y se produce fundamentalmente en una capa de lodo biológico que se forma en la superficie de la arena.

**5.9.2.1 Filtros lentos convencionales**

a) El lecho filtrante será una capa de 1 m a 1,4 m de arena, apoyada sobre grava, con las características que se indican a continuación:

**TABLA 5. Características de la arena**

| | |
|---|---|
| Tamaño efectivo | 0,15 a 0,35 mm |
| Coeficiente de uniformidad | 1,5 a 2, máximo 3 |
| Dureza | 7 (escala de Mohr) |
| Solubilidad al HCl | < 5 % |

*(Continúa)*

**TABLA 6. Características de la grava**

| CAPA # | DIÁMETRO, mm | ESPESOR, m |
|---|---|---|
| 1 | 1 – 1,4 | 0,1 |
| 2 | 4 – 5,6 | 0,1 |
| 3 | 16 – 23 | 0,15 |

b) La capa de agua sobre nadante tendrá una altura de 1 m a 1,5 m, y se dejará un borde libre de 0,2 m a 0,3 m en la caja del filtro.

c) La velocidad de filtración deberá ser de 0,1 m/h a 0,2 m/h.

d) Se usará un mínimo de dos unidades dimensionadas para que cada una pueda trabajar al 65% del caudal total de diseño.

e) Los sistemas de drenaje podrán estar constituidos por losetas prefabricadas de hormigón, ladrillos y bloques de hormigón poroso, por tubos perforados y por grava gruesa. En caso de utilizarse tuberías con perforaciones, la velocidad del líquido dentro de ellas no excederá 0,3 m/s; el espaciamiento entre laterales será de 1 m a 2 m; el diámetro de los orificios será tal que permita la entrada del caudal correspondiente al caudal de servicio de cada lateral y generalmente oscilará entre 2 mm y 4 mm; el espaciamiento entre los orificios generalmente variará entre 0,1 m y 0,3 m. Las tuberías irán embebidas dentro de una capa de grava de 0,15 m de espesor, con partículas de 25 mm a 50 mm de diámetro. Cuando se utiliza grava como sistema de drenaje, la altura de la capa es alrededor de 0,15 m, formada por partículas de 40 mm a 100 mm de diámetro; el área máxima de lecho filtrante servida por un drenaje de grava será de 25 $m^2$.

f) Sistemas de control. Los filtros lentos pueden operarse a tasa constante o a tasa variable. Para este efecto deberán diseñarse las estructuras de entrada y de salida de modo que permitan operar el filtro en cualquiera de las dos modalidades.

g) La estructura de entrada se diseñará de modo que se cumplan las siguientes condiciones:

- Se produzca una distribución uniforme del líquido sobre toda la superficie del filtro.;
- Se impida la destrucción de la capa biológica;
- Se pueda drenar rápidamente la capa de agua sobre nadante, cuando se desee hacer la limpieza del filtro;
- Se pueda interrumpir totalmente la entrada de agua al filtro.

h) La estructura de salida se diseñará de modo que se cumplan las siguientes condiciones:

- Se impida la posibilidad de presiones negativas en el lecho filtrante;
- Se pueda medir el caudal producido por el filtro;
- Se pueda controlar la tasa de filtración si así se desea;
- Se pueda cerrar el filtro y drenarlo.

i) Para facilitar la operación y mantenimiento de la unidad, se preverá la instalación de tuberías de interconexión entre filtros; la construcción de un bordillo perimetral para evitar cortocircuitos; y, el uso de cubiertas en climas rigurosos para evitar el crecimiento de algas.

j) Estos filtros por lo general se diseñan para mantener el nivel de agua constante.

*(Continúa)*

**5.9.2.2 Filtros lentos modificados**

a) Se ha encontrado que algunas modificaciones pueden resultar ventajosas en los filtros lentos convencionales, tales como las siguientes:

- Permitir un nivel de operación variable;
- Permitir la distribución y recolección mediante canales y compuertas;
- Permitir la regulación y control mediante vertederos y compuertas;
- No introducir un regulador de la velocidad de filtración.

b) La carga superficial recomendada para este tipo de filtro es de 0,1 $m^3/m^2/h$.

**5.9.2.3 Filtros dinámicos**

a) Son filtros similares a los lentos, construidos dentro de un canal sobre el cual escurre el agua a tratar, en forma de lámina de 1 cm a 3 cm de espesor y con velocidad de 0,2 m/s a 0,3 m/s.

b) Un 10% del caudal que escurre superficialmente pasa a través del filtro y el 90% restante se lo reingresa a la fuente.

c) Debe disponerse de un canal de transición hasta la entrada del filtro. Dicha transición será necesaria para asegurar que el tirante en el filtro esté comprendido entre 1 y 3 cm y deberá calcularse de tal modo que, a lo largo de la misma, el valor de la energía específica total se mantenga aproximadamente constante y se eviten socavaciones al comienzo del manto filtrante.

d) La relación entre la longitud y el ancho debe ser aproximadamente igual a 5.

e) La velocidad de filtración es función de la turbiedad del afluente. La máxima turbiedad aceptable es 100 UNT, por cortos períodos; preferiblemente el filtro debe operar con turbiedades menores a 50 UNT. La tasa de filtración puede seleccionarse de acuerdo a la turbiedad, según los siguientes criterios:

**TABLA 7. Tasas de filtración para lechos filtrantes de filtros dinámicos**

| TURBIEDAD, NTU | TASA DE FILTRACIÓN, $m^3/m^2/d$ |
|---|---|
| < 30 | 7,2 – 14,4 |
| 30 – 50 | 2,4 – 7,2 |
| > 50 | 2,4 |

f) El lecho filtrante estará constituido por grava y arena que, preferiblemente, cumplirán con las especificaciones siguientes:

*(Continúa)*

**TABLA 8. Especificaciones para lechos filtrantes de filtros dinámicos**

| | |
|---|---|
| Tamaño efectivo de la arena | 0,2 a 0,35 mm |
| Coeficiente de uniformidad | 2 a 3 |
| Dureza | 7 (escala de Mohr) |
| Solubilidad al HCl | < 5 % |
| Espesor de la capa de arena | 0,6 a 0,8 m |
| Tamaño de la grava | 4,76 a 1,59 mm |
| Espesor de la capa de grava | 0,45 a 0,6 m |

g) Se usará un regulador de caudal semejante al de los filtros lentos a gravedad.

h) Se dispondrá de un número mínimo de dos unidades en paralelo, con una capacidad individual para tratar el 65% del caudal.

**5.9.2.4 Filtros lentos de flujo ascendente**

a) Cuando el agua cruda a tratarse en filtros lentos requiere prefiltración en grava, se puede considerar el uso de filtros lentos de flujo ascendente. El agua a filtrar ingresa por el sistema de drenaje, asciende a través del lecho filtrante y es recolectada en la parte superior.

b) El lecho filtrante estará constituido por grava y arena, que preferentemente cumplirán con las siguientes especificaciones:

**TABLA 9. Especificaciones para lechos filtrantes de filtros lentos de flujo ascendente**

| | |
|---|---|
| Tamaño efectivo de la arena | 0,3 mm |
| Coeficiente de uniformidad | 1,7 a 2 |
| Dureza | 7 (escala de Mohr) |
| Solubilidad al HCl | < 5 % |
| Espesor de la capa de arena | 0,7 a 1,1 m |
| Tamaño de la grava | 4,76 a 1,59 mm |
| Espesor de la capa de grava | 0,45 a 0,6 m |

c) Se considerará una capa de agua sobrenadante de 1,2 m a 1,4 m, y un borde libre de 0,3 m. Este volumen podrá servir como tanque de almacenamiento para períodos de retención aconsejados entre 8 h y 12 h.

d) El sistema de drenaje sirve para la alimentación al filtro y es similar al del filtro lento de gravedad.

e) La velocidad de filtración preferible debe estar comprendida entre 2,7 $m^3/m^2/d$ y 3,6 $m^3/m^2/d$.

f) El lavado del filtro se realizará abriendo la válvula de drenaje durante 5 min.

g) Se utilizará un mínimo de dos unidades dimensionadas de modo que cada una pueda tratar el 50% del caudal.

**5.9.3 Filtros rápidos**

Los filtros rápidos pueden clasificarse de acuerdo a lo que se indica en la siguiente tabla 10:

*(Continúa)*

**TABLA 10. Clasificación de filtros rápidos**

| CARACTERÍSTICA | TIPO DE FILTRO |
|---|---|
| Tipo de pre tratamiento | Convencional<br>Filtración directa<br>Coagulación por contacto y filtración |
| Tipo de flujo | Descendente<br>Ascendente<br>Mixto |
| Medio filtrante | Arena sola<br>Arena y antracita<br>Medios múltiples |
| Tasa de filtración | Constante<br>Declinante |
| Modo de operación | Gravedad<br>Presión |

Para fines de la presente norma, se considerarán los filtros rápidos convencionales de flujo descendente con tasas constante o declinante, los filtros utilizados para filtración directa con flujo ascendente y descendente, y los filtros a presión. Para todos estos se presentarán guías de diseño utilizando tecnología apropiada a nuestro medio.

**5.9.3.1 Filtros convencionales de flujo descendente**

Dentro de esta clasificación se incluyen los filtros a gravedad, que funcionan a tasa constante o declinante, cualquiera sea el medio filtrante que empleen. La diferencia fundamental entre los filtros de tasa constante y los de tasa declinante está en las estructuras de entrada y salida, que en el primer caso deben permitir regular el caudal que ingresa y sale del filtro para mantenerlo constante, mientras que en el segundo tipo de filtros todas las unidades trabajan como vasos comunicantes y a medida que un filtro se ensucia procesa menos caudal, siendo absorbida la diferencia por las unidades más limpias. El uso de dispositivos para mantener constante la tasa de filtración causa problemas en países como el nuestro, mientras que la operación con tasa declinante se ajusta mejor a la tecnología que somos capaces de manejar apropiadamente, por lo cual se recomienda su selección.

Algunas guías de diseño para estos filtros son:

a) La tasa de filtración recomendable para filtros de tasa constante de arena sola es de 120 $m^3/m^2/d$ a 240 $m^3/m^2/d$; para filtros de arena y antracita y de medios múltiples, la tasa irá de 180 $m^3/m^2/d$ a 360 $m^3/m^2/d$. Para filtros de tasa declinante con arena sola, se recomienda tasas de 150 a 300 $m^3/m^2/d$, y para medios múltiples, de 240 $m^3/m^2/d$ a 600 $m^3/m^2/d$, pero los valores altos sólo son aceptables en lugares donde se puede garantizar un buen nivel de operación y mantenimiento.

b) El número mínimo de unidades de filtración que se debe considerar en plantas medianas y grandes es cuatro, y en plantas pequeñas dos unidades, cuando el lavado se hace con agua proveniente de una reserva exterior. Estos números son mayores, mínimo cuatro en todos los casos, si los filtros son de lavado mutuo.

*(Continúa)*

c) La superficie del lecho filtrante no debería ser mayor a 200 $m^2$, y su profundidad usual estará entre 0,6 m y 0,9 m, siendo mayor cuanto más grueso es el material filtrante.

d) Como medio filtrante se recomienda utilizar arena con tamaño efectivo de 0,45 mm a 0,6 mm y coeficiente de uniformidad similar a 1,5; si se prevé la posibilidad de efectuar filtración directa en algunos períodos del año, es preferible utilizar tamaños efectivos del orden de 0,7 mm y aumentar la profundidad del lecho hasta 1 m. Cuando se usan lechos dobles, el espesor de la capa de arena será de 0,15 m a 0,3 m con las mismas características anteriores, y sobre ella irá una capa de antracita de 0,8 mm a 1,1 mm de tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad alrededor de 1,5, peso específico de 1,5 a 1,6, y espesor de 0,4 m a 0,6 m; en todo caso se deben cumplir los siguientes criterios:

- El $d_{90}$ de la antracita debe ser igual a tres veces del $d_{10}$ de la arena;
- El $d_{10}$ de la antracita debe ser la mitad del $d_{90}$ del mismo material;
- La velocidad ascensional que expande un 10% del $d_{90}$ de la antracita, no debe ser menor del 80% al 90% de la velocidad ascensional que expande en un 10% el $d_{90}$ de la arena.

Para filtros de lecho triple (antracita, arena y granate o limonita), un diseño típico consiste de una altura de 0,8 m de medio filtrante compuesto de: 0,45 m de antracita con coeficiente de uniformidad menor que 1,65, tamaño efectivo igual a 0,9 mm y gravedad específica de 1,5; 0,25 m de arena silícea cuyo tamaño efectivo sea de 0,4 mm, su coeficiente de uniformidad menor que 1,65 y su gravedad específica de 2,4; y 0,1 m de granate (o limonita) cuyo tamaño efectivo sea de 0,2 mm, su coeficiente de uniformidad menor o igual a 1,4 y su gravedad específica de 4,2. Medios filtrantes de otros espesores y granulometrías podrán ser utilizados si pruebas experimentales demuestran mejor eficiencia que el medio recomendado en esta norma.

También se pueden diseñar filtros de arena gruesa sola, con tamaños efectivos entre 0,5 mm y 6 mm, pero preferiblemente alrededor de 1 mm; los coeficientes de uniformidad típicos son de 1,2 a 1,3, pudiendo aceptarse hasta 1,5. En estos casos, la profundidad del lecho debe ser de 1,2 m a 1,8 m.

La arena en todos los casos, debe tener una dureza de 7 en la escala de Mohr, y una solubilidad al ácido clorhídrico menor o igual al 5%.

Cuando se tienen aguas crudas contaminadas con trazas de orgánicos, olor y sabor desagradables, y precursores de trihalometanos, es posible remover (o reemplazar en el diseño) una capa de 0,15 m de la superficie de la arena y colocar carbón activado granular, e inclusive bajo ciertas condiciones, cambiar totalmente la arena por carbón. Se utiliza un carbón de 0,5 mm a 0,65 mm de tamaño efectivo. En general, sin embargo, es preferible diseñar lechos de carbón activado granular a continuación de filtros rápidos.

e) Con varios tipos de fondos de filtros o de sistemas de drenaje, se hace necesario utilizar un manto de grava tanto para impedir que el medio filtrante pase con el líquido filtrado hacia los conductos efluentes, como para ayudar a una mejor distribución del agua de lavado. El tamaño y espesor de la capa más profunda depende del tipo de sistema de drenaje que se utilice. Tamaños comunes en esta capa están entre 25 mm y 50 mm. Por otro lado, el tamaño más pequeño utilizado en la capa superior es alrededor de 1,5 mm. El espesor total de la capa de grava varía entre 0,2 m y 0,45 m, medidos entre la capa inferior del medio filtrante y la parte superior del sistema de drenaje. En ciertos tipos de fondos de filtros, por ejemplo aquellos que utilizan boquillas, no se hace necesario utilizar la capa de grava. El diseñador, previa la aprobación de la SAPYSB, escogerá el lecho de grava más conveniente para cada caso.

f) Se aceptará cualquier sistema de drenaje que garantice la distribución uniforme del agua de lavado a través de toda la superficie del filtro. Por otro lado, se evitarán sistemas que requieran la importación de sus componentes, y se dará preferencia a aquellos que puedan fabricarse localmente. En filtros de lavado mutuo principalmente, se evitará el uso de sistemas de drenaje que produzcan pérdidas de carga muy elevadas, pero siempre se las mantendrá mayores a 0,3 m, recomendándose para este caso el uso de fondos o viguetas de concreto prefabricadas.

*(Continúa)*

Uno de los sistemas más utilizados es el de tuberías de drenaje. En este caso se utilizarán las siguientes recomendaciones:

- Relación entre la longitud del lateral y su diámetro, mayor que 60;
- Diámetro de los orificios entre 6,5 mm y 19 mm;
- Espaciamiento entre orificios de 75 mm a 300 mm;
- Relación entre el área total de orificios de un lateral y su área transversal = 0,25 a 0,5;
- Relación entre el área total de los orificios de todos los laterales y el área del filtro de 0,0015 a 0,005.
- Separación entre laterales menor que 0,3 m
- El área transversal del colector central deberá ser 1,5 a 3 veces la suma de las áreas transversales de los laterales que llegan al colector.

g) El lavado de los filtros puede hacerse en sentido ascendente con el agua proveniente a gravedad desde un tanque elevado diseñado para el efecto, o con el agua bombeada desde la cámara de aguas claras, o finalmente, se puede hacer lavado mutuo de un filtro con el caudal producido por los demás. El tanque de agua de lavado puede tener una capacidad mínima equivalente al volumen de agua requerido para lavar un filtro por 7 min, pero puede ser mayor según las condiciones de cada proyecto. El sistema de bombeo será dimensionado para permitir el lavado de por lo menos tres filtros en un intervalo de tiempo de 90 min. Son usuales tasas de lavado entre 0,6 m/min y 0,9 m/min por entre 3 min y 15 min, pudiendo aceptarse otros valores de acuerdo al tipo de lecho filtrante utilizado. En general, la tasa de lavado debe producir una expansión del lecho de entre el 15% y el 50%. En plantas pequeñas y medianas es recomendable el lavado mutuo. Para este caso, la expansión aceptable es del 20% al 30%, las tasas de lavado varían entre 0,6 m/min y 1,5 m/min, y el tiempo de lavado es alrededor de 8 min.

h) Para evitar la formación de bolas de lodos en los filtros de arena fina, se recomienda el uso de lavado superficial mediante torniquetes hidráulicos, o tuberías fijas con boquillas. En los lechos simples de arena se utiliza el sistema superficial. La tasa de diseño de estos sistemas varía de 80 $l/min/m^2$ a 150 $l/min/m^2$ de lecho filtrante, con una presión de 30 m a 70 m. Los sistemas de tuberías fijas con perforaciones se localizan de 0,05 m a 0,1 m sobre la superficie del lecho filtrante y poseen de 20 a 30 orificios por $m^2$ de superficie del lecho. La presión sobre los orificios es de 30 m a 60 m, produciéndose chorros con 3 m/s a 6 m/s de velocidad, por lo que el sistema de fijación de las tuberías debe ser cuidadosamente diseñado. Con medios dobles se recomienda el sistema subsuperficial, que se ubica a 0,15 m sobre la zona de intermezcla entre la antracita y la arena, y que se diseña con parámetros similares al superficial.

i) También se puede efectuar el lavado del lecho filtrante con agua y aire en sentido ascendente, sin producir la expansión del lecho. Para esto se proponen tres alternativas:

i.1) Lavado con aire y agua independientemente. Usualmente, el nivel de agua en el interior del filtro es rebajado hasta que permanezca cerca de 0,1 m a 0,3 m arriba de la cima del medio filtrante. En seguida, se introduce aire con una tasa de 15 m/h a 30 m/h durante un período de 3 min a 7 min. Se paraliza la introducción de aire y se inicia el lavado con agua en contra-corriente para producir una expansión de, como mínimo, 10% en la capa de arena por un período de 10 min a 15 min. Normalmente, la tasa de aplicación de agua para lavado varía entre 10 l/s y 15 l/s por $m^2$ de arena del lecho filtrante. El aire puede provenir de compresores tipo rotativo o de sopladores, especificados para el caudal deseado y para la contrapresión con que vayan a trabajar.

i.2) Lavado con aire y agua simultáneamente. El lavado con aire y agua simultáneamente requiere un diseño cuidadoso, pues puede ocurrir la pérdida del material filtrante si la tasa de aplicación de aire o de agua en contra-corriente fuera mayor que la recomendada. Generalmente, se tiene un lavado superficial con agua decantada durante el lavado con aire y agua. El aire es insuflado con una tasa de 6 $l/s/m^2$ a 10 $l/s/m^2$ y el agua en contra-corriente es introducida a una tasa inferior a 4 $l/s/m^2$, para producir una expansión del medio filtrante inferior al 5%. Esta primera fase dura de 4 min a 5 min.

*(Continúa)*

Enseguida, se interrumpe la introducción de aire, y se aumenta el caudal de agua en contracorriente con tasa de aplicación entre 10 $l/s/m^2$ y 13 $l/s/m^2$, para producir una expansión no mayor al 20%, durante un período de 4 min a 7 min. Los valores de las tasas de aplicación de agua sugeridos son aplicables para medios filtrantes de arena sola, con un tamaño efectivo entre 0,95 mm y 1,35 mm; cuando se trate de un medio filtrante doble, se respetarán los valores de expansión recomendados y se calculará la tasa correspondiente.

Se justificará su utilización, especialmente si se utiliza el lavado mutuo de los filtros.

i.3) Lavado con aire y agua con fondos especiales. Cuando se usan bloques especiales, se sugiere el lavado en tres etapas, a saber:

- Disminuir el nivel de agua en el interior del filtro hasta que alcance cerca de 20 cm arriba de la cima del medio filtrante, e introducir aire con una tasa de 10 $l/s/m^2$ a 25 $l/s/m^2$ durante un período del orden de 2 min.
- Mantener el aire e introducir agua en contracorriente con una velocidad ascendente inferior a 25 cm/min, hasta que el nivel de agua en el filtro se aproxime al fondo de las canaletas de recolección, momento en el cual el aire deberá cesar de introducirse.
- Mantener en 25 cm/min, como mínimo, la velocidad ascendente del agua por más de 2 min y, posteriormente, aumentarla gradualmente a una velocidad ascendente comprendida entre 50 cm/min y 80 cm/min por un período de 7 min a 10 min.

j) El agua sucia producida durante el lavado de los filtros puede recogerse mediante varios sistemas: canaletas de lavado, vertederos laterales o métodos patentados.

j.1) Cuando se usan canaletas de lavado, éstas tendrán una pendiente longitudinal entre el 2% y el 5%. La distancia entre bordes adyacentes se mantendrá preferiblemente menor que 2 m y entre los bordes y las paredes del filtro, menor que 1 m. La altura desde la superficie del lecho filtrante no expandido hasta la cresta de desborde de las canaletas, deberá ser igual a la altura máxima de expansión más dos veces la altura de la canaleta.

j.2) Cuando se diseñe un vertedero lateral, se procurará mantener el punto más alejado a no más de 3 m de la cresta del vertedero. El borde mismo será achaflanado y deberá estar perfectamente nivelado. Se mantendrá una altura libre de 0,2 m a 0,25 m entre el tope del lecho expandido y el borde del vertedero, para evitar pérdidas del medio filtrante.

j.3) Si el proyectista utilizara sistemas patentados para la recolección del agua de lavado, deberá presentar ante la SAPYSB la debida justificación técnica sobre la confiabilidad y exitosa aplicación de dichos sistemas en otras instalaciones.

k) Las válvulas utilizadas en los filtros serán preferentemente del tipo mariposa, pues son más pequeñas, livianas y fáciles de instalar que las de compuerta. Además, pueden instalarse en cualquier posición y requieren menos espacio. Las válvulas son necesarias para controlar los caudales afluente, efluente, de agua para lavado, de aguas de desecho del lavado, de agua para lavado superficial, y del agua de enjuague del filtro.

El diseño hidráulico de las tuberías y conductos deberá ser adecuado, de modo que se garantice una correcta operación del conjunto de filtros, siendo comunes las velocidades y caudales que constan en la tabla 11.

*(Continúa)*

**TABLA 11. Velocidad y caudales para operación de filtros rápidos**

| TIPO DE TUBERÍA | VELOCIDAD m/s | CAUDAL UNITARIO POR ÁREA DEL FILTRO m/d |
|---|---|---|
| Afluente | 0,3 – 1,2 | 470 – 700 |
| Efluente | 0,9 – 1,8 | 470 – 700 |
| Agua para lavado | 1,5 – 3 | 880 – 1470 |
| Drenaje lavado | 0,9 – 2,45 | 880 – 1470 |
| Agua de enjuague | 1,8 – 3,65 | 230 – 470 |

En el caso de filtros de lavado mutuo, principalmente en plantas pequeñas y medianas, se puede utilizar un canal para distribución del afluente entre todas las unidades, el cual debe ofrecer un mínimo de pérdida de carga. El ingreso a cada unidad se puede controlar mediante compuertas que deben estar preferiblemente por debajo del nivel inicial de agua en el filtro. La hidráulica del lavado puede ser controlada mediante un vertedero de salida, que a su vez establece el nivel mínimo de agua en el filtro, y el agua para lavado puede circular por canales de interconexión o tuberías, de tal manera que sea factible reducir a un mínimo o prácticamente eliminar las válvulas y tuberías.

**5.9.3.2 Filtros directos de flujo descendente**

Esta alternativa de tratamiento está constituida por dos procesos: mezcla rápida con gradientes mayores a 1000 $s^{-1}$ y tiempos de retención mayores a 5 s, y filtración. Cuando el agua presenta variaciones de calidad, se vuelve necesaria una floculación corta de 8 min. a 12 min., con dosis de coagulantes menores a 10 mg/l, gradientes de velocidad superiores a 50 $s^{-1}$, similares a 100 $s^{-1}$, para mejorar la remoción de turbiedad y color y reducir el período de duración del traspase inicial del filtro.

Algunas guías de diseño son las siguientes:

a) La tasa de filtración para operación a tasa constante puede variar entre 180 $m^3/m^2/d$ y 600 $m^3/m^2/d$, y para tasa declinante entre 240 $m^3/m^2/d$ y 600 $m^3/m^2/d$, cualquiera sea el tipo de lecho utilizado. Sin embargo, los valores altos deben ser utilizados con discreción. Son recomendables tasas de filtración del orden de 120 $m^3/m^2/d$ a 160 $m^3/m^2/d$ para filtros de arena sola y de 170 $m^3/m^2/d$ a 240 $m^3/m^2/d$ para filtros con lecho doble.

b) Como medios filtrantes se pueden utilizar los siguientes:

- Arena sola con tamaño efectivo de 0,7 mm a 2 mm, coeficiente de uniformidad menor o igual a 1,6 y espesor del lecho de 0,7 m a 2 m.
- Antracita sola con tamaño efectivo de 1 mm a 2 mm, coeficiente de uniformidad de 1,6 y espesor del lecho de 1 m a 2 m, que permite usar tasas de filtración más altas.
- Una capa de arena de 0,3 m a 0,5 m y sobre ella una capa de antracita de 0,5 m a 1 m. La arena será de 0,4 mm a 0,7 mm de tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad menor o igual a 1,5; y la antracita tendrá un tamaño efectivo de 0,9 mm a 1,3 mm y un coeficiente de uniformidad no mayor a 1,5.

c) Este tratamiento se considera apropiado para aguas con color menor de 20 UC y un contenido de fitoplancton menor de 100 $mg/m^3$, además de los requerimientos señalados en el numeral 4.1.8.3 de esta norma.

*(Continúa)*

d) Como coagulantes se puede usar el sulfato de aluminio y el cloruro férrico. El primero remueve fácilmente el color verdadero en un rango de pH de 5,7 a 6,5 y la turbiedad en un rango de pH entre 7,5 y 8,5. El cloruro férrico requiere dosis menores para producir un efluente de la misma calidad, pero es de carácter corrosivo. Se pueden utilizar poli electrolitos catiónicos para alargar las carreras de los filtros. También se pueden usar polímeros naturales como el almidón de papa junto con sulfato de aluminio, para mejorar la calidad del agua filtrada, aunque con esto se reduce la carrera de filtración.

e) Se recomienda emplear lavado superficial para filtros de lecho simple y lavado subsuperficial para lechos dobles.

f) El diseñador debe considerar que la economía es la principal ventaja de la filtración directa, así como la reducción en la cantidad y la mejor calidad del lodo producido, comparativamente con un filtro convencional. La principal desventaja es la reducción en las carreras de filtración y en los tiempos de residencia, lo cual exige un monitoreo constante de la calidad del agua filtrada y un nivel alto de preparación del operador, especialmente para manejar cambios bruscos en la calidad del agua cruda.

**5.9.3.3 Filtros directos de flujo descendente y ascendente descendente**

a) Las tasas de filtración recomendadas para operación en modo constante son:

- Para una batería con menos de 6 unidades: 180 $m^3/m^2/d$
- Con 6 o más unidades y operación continua: 180 $m^3/m^2/d$ a 240 $m^3/m^2/d$
- Con pocos filtros, operación discontinua y bajos contenidos de color y turbiedad: 240 $m^3/m^2/d$ 280 $m^3/m^2/d$. Si se diseña para operación en modo declinante y 6 filtros por lo menos, la tasa de filtración media será semejante a 200 $m^3/m^2/d$; este tipo de operación es recomendable solamente para aguas con bajo contenido de turbiedad, color verdadero y algas.

b) El lecho filtrante recomendado es arena sola en un espesor de 1,6 m a 2,0 m, con un tamaño efectivo de 0,75 mm a 0,85 mm y coeficiente de uniformidad no mayor que 1,6, soportado sobre una capa de grava de las siguientes características:

- Tercera capa de 0,15 m y tamaños de 2,4 mm a 6,4 mm;
- Segunda capa de 0,15 m y tamaños de 6,4 a 12,7 mm;
- Primera capa de 0,15 m y tamaños de 12,7 a 25,4 mm;
- Fondo de 0,15 m de espesor y tamaños de 25,4 mm a 38 mm.

En caso de utilizarse filtros ascendentes en una planta convencional con agua sedimentada, el espesor del lecho de arena deberá ser de 1 m a 1,6 m, con tamaño efectivo de 0,7 mm a 0,85 mm y coeficiente de uniformidad menor que 1,6.

c) El lavado de estos filtros se realiza en el mismo sentido de flujo que la filtración. Las velocidades de lavado recomendadas fluctúan entre 0,9 m/min y 1,3 m/min. La expansión de la arena durante el lavado permitirá determinar en el diseño la altura de la capa de agua sobrenadante.

d) La carga hidráulica disponible para perder durante la carrera de filtración será igual al 90% de la altura del lecho.

e) Para mejorar la eficiencia y alargar las carreras de filtración, se recomienda realizar descargas de fondo, introduciendo simultáneamente agua en la interfaz de arena y grava. Las dos maneras de promover esas descargas son: (i) transferir a la interfaz el agua filtrada existente sobre el lecho de arena, por medio de tuberías; y, (ii) derivar el agua tratada desde la tubería de agua para lavado a la interfaz. Puesto que el lavado con agua en sentido ascendente no es suficiente para remover los sólidos retenidos en la capa soportante, siempre es recomendable realizar por lo menos una descarga de fondo al final de la carrera.

*(Continúa)*

f) Al utilizar sulfato de aluminio como coagulante, las dosis esperadas serán de 1 mg/l a 30 mg/l. Para economizar coagulante y alargar las carreras de filtración, se debe efectuar la coagulación en un rango de Ph de 4 a 7. Para remoción de hierro y manganeso es preferible utilizar cloruro férrico.

g) Son ventajas de este sistema sobre el de filtración descendente, la mayor eficiencia remocional que permite aplicarlo a aguas crudas de características menos satisfactorias, así como la posibilidad de tener carreras de filtración más largas.

h) Cuando el agua cruda tiene características aún más objetables que las tolerables para filtración directa ascendente, se recomienda utilizar un conjunto de dos filtros, el primero de flujo ascendente para preparar el agua para un segundo filtro que funcionará con flujo descendente. Las características de cada filtro seguirán las guías dadas en las secciones precedentes de esta norma.

**5.9.3.4 Filtros a presión**

a) Las unidades de filtración a presión sólo difieren de las unidades abiertas convencionales, en el modo de generar la carga hidráulica de filtración. El resto, es decir medio filtrante, grava, sistema de drenaje, etc., requiere de los mismos criterios de diseño que los filtros a gravedad.

b) Los filtros a presión son más compactos y de costo inicial reducido. Adicionalmente, con un solo bombeo se puede llegar directamente desde los sedimentadores a través del filtro, hasta el tanque de distribución. Estas unidades no permiten la posibilidad de presiones negativas y facilitan la utilización efectiva de la capa de medio filtrante, pues la penetración del floculo es más profunda. Requieren, por este motivo, de un riguroso control de la calidad del efluente.

c) Puesto que el operador no puede ver el medio filtrante, y por lo tanto no puede juzgar si se ha iniciado o no la formación de bolas de barro, se requiere de un adecuado mantenimiento.

d) Se podrán utilizar otros tipos de filtros no descritos en los párrafos anteriores, siempre y cuando se demuestre su efectividad y no se incurra en la importación innecesaria de equipos, partes y componentes que puedan fabricarse localmente.

**5.9.4 Recomendaciones Generales**

Cualquiera sea el tipo de filtro diseñado, se recomienda realizar el chequeo del diseño según la siguiente lista sugerida:

a) La selección y diseño del medio filtrante, en lo posible y principalmente para plantas grandes, debería basarse en pruebas piloto.

b) Si se utilizan lechos dobles o múltiples, en el diseño se proveerán facilidades para la adición de poli electrolitos directamente en el afluente al filtro; igual provisión se debe hacer para adición de desinfectantes en este afluente.

c) Se deben dejar facilidades para monitorear la turbiedad, el caudal de filtración y de lavado, y las pérdidas de carga de cada filtro. También debe existir un mecanismo para limitar la tasa de lavado a un caudal máximo preestablecido.

d) Deben diseñarse medios para desviar cualquier efluente de calidad insatisfactoria.

e) La disposición de las estructuras y piezas debe permitir la fácil reparación y remoción de válvulas, bombas y otros accesorios o equipos.

f) El sistema debe disponer de mecanismos apropiados al tamaño de la planta, para indicar mediante alarmas o señales cualquier mal funcionamiento.

*(Continúa)*

g) Se debe asegurar la inexistencia de conexiones cruzadas, retroflujos de aguas semi procesadas o crudas, y paredes comunes que pudieran permitir la contaminación del agua filtrada.

**5.10 Desinfección**. El objetivo de la desinfección del agua es destruir los organismos patógenos causantes de enfermedades, tales como bacterias, protozoarios, virus y nemátodos. Todo sistema de abastecimiento de agua para consumo humano debe ser desinfectado adecuadamente.

**5.10.1** Se conocen varios métodos de desinfección del agua potable, tales como:

- Oxidación química con sustancias tales como cloro, bromo, yodo, ozono, dióxido de cloro, permanganato de potasio y compuestos órgano halogenados;
- Tratamiento físico mediante aplicación de calor.
- Irradiación por luz ultravioleta;
- Aplicación de iones metálicos tales como cobre y plata;
- Ajuste del pH con ácidos y bases fuertes;
- Aplicación de agentes superficiales activos tales como los compuestos cuaternarios de amonio.

Para efectos de la presente norma se ha considerado únicamente la desinfección por cloro gas o por sales de cloro, pero el diseñador podrá proponer cualquier otro mecanismo que sea debidamente justificado y aceptado por la SAPYSB.

**5.10.1.1 Hipocloradores**

a) En plantas de pequeña capacidad y, a veces en plantas de tamaño mediano, se puede utilizar hipoclorito de calcio o de sodio para la desinfección del agua. El hipoclorito de calcio se usa cuando el agua es deficiente en alcalinidad y dureza, por cuanto contiene del 3% al 5% de cal. Puede utilizarse en forma granular o en tabletas, las cuales proveen una fuente estable de cloro por 18 h a 24 h, y se disuelven más lentamente que los granos. El hipoclorito de sodio se comercializa en forma líquida, es inestable, se deteriora más rápidamente que el hipoclorito de calcio y requiere mayor cuidado en su manejo, pero puede resultar más económico.

b) En plantas grandes también se puede utilizar hipoclorito de sodio para minimizar los riesgos que implica usar cloro gas, pero en tal situación el hipoclorito debe ser fabricado en la planta mediante procedimientos electrolíticos, que utilizan sal, energía eléctrica y agua. El diseñador podrá especificar cualquier sistema patentado, justificando su selección y con la aprobación de la SAPYSB.

c) En plantas pequeñas el hipoclorito de calcio o sodio se dosifica en pequeños tanques prefabricados que disponen de un sistema muy simple de orificio calibrado con carga constante, que puede regularse manualmente. Una o dos veces al día se prepara a mano la solución, de acuerdo a la dosis de cloro adoptada y al caudal de la planta. El volumen del tanque de solución se determina en función de la capacidad de la planta, la dosis de cloro aceptada y la concentración de la solución, y debe tener una capacidad mínima para 12 h de operación. Se recomienda utilizar dosificadores tipo IEOS.

d) En plantas de capacidad media y en algunas pequeñas, se pueden construir tanques de dosificación de hormigón, que tendrán un sistema de orificio de carga constante como el de los hipocloradores tipo IEOS, y que permitirán la agitación manual o mecánica de la solución.

e) La dosis óptima de cloro a aplicar depende del tiempo de retención en el sistema, del tipo de compuesto de cloro que se utiliza, de la clase de desinfectante que se forma en el agua en función de su temperatura, Ph, contenido de nitrógeno y de materia orgánica. Se puede calcular la dosis aproximada de cloro libre requerido mediante la siguiente expresión:

$$C = (k/t)^{1/0,86}$$

*(Continúa)*

En donde:

C = concentración de cloro libre mg/l
k = constante que se puede ver en tablas
t = tiempo de contacto, min.

**TABLA 12. Valores de k para dosificación de cloro, para n = 0,86**

| ORGANISMO ÍNDICE | DESINFECTANTE | | |
|---|---|---|---|
| | HOCl | $OCl^-$ | $NH_2Cl$ |
| Escherichia coli | 0,24 | 15,6 | 66 |
| Virus de poliomielitis | 1,2 | ---- | ---- |
| Virus coxsackie A2 | 6,3 | ---- | ---- |

f) Un criterio usualmente utilizado es agregar suficiente cantidad de cloro al agua como para conseguir que en cualquier punto de la red de distribución se encuentre un residual de 0,1 mg/l a 0,5 mg/l. Otro criterio es clorar sobre el punto de quiebre, en cuyo caso se debe añadir, además de la concentración de cloro libre determinada por la fórmula anterior, el cloro demandado por los compuestos nitrogenados según sea la relación Cl:N del agua. Esta forma de cloración es la más aconsejable, porque proporciona un residual estable que puede ejercer su acción con posterioridad.

g) La concentración máxima de hipoclorito de calcio en la solución será del 10%.

h) El hipoclorito de sodio puede ser dosificado directamente del recipiente en que es transportado.

**5.10.1.2 Cloradores a gas**

a) La cloración a gas tiene la ventaja de ser muy económica, pero también es mucho más peligrosa que la cloración con hipocloritos.

b) Se recomiendan dos tipos de cloradores: los de presión y los de vacío. Los primeros tienen la ventaja de que el gas se inyecta directamente utilizando la presión del cilindro, no precisando de suministro adicional de agua, ni de corriente eléctrica, pero involucran mayor riesgo operacional que los otros, por lo que se deben utilizar sólo cuando no se disponga de presión de agua para operar un sistema de vacío. Deben dotarse de una válvula para eliminar el exceso de presión. Los equipos de dosificación al vacío son más seguros y confiables que los cloradores a presión. Se basan en el vacío parcial producido por el inyector o eyector. Deben dotarse de dispositivos de seguridad, para impedir que aumente o disminuya demasiado el vacío o la presión, dañando los equipos. Estos dispositivos son: una válvula de alivio de vacío y una válvula de retención que impida que el agua ingrese al clorador.

c) Estos cloradores se instalan en un local exclusivo y bien ventilado. Las instalaciones pequeñas se ventilarán mediante ventanas ubicadas cerca del piso y las grandes mediante extractores de aire colocados también en la parte baja de los muros, pudiendo ser operados desde el exterior. Los extractores se calculan para que renueven el volumen de aire en la cámara cada 15 min en tiempo normal, y cada 3 min cuando haya posibilidad de fugas de gas. La temperatura dentro de la cámara de cloración no debe descender por debajo de 10 grados centígrados, porque se dificulta la extracción de cloro.

*(Continúa)*

d) El cloro gas se comercializa en cilindros de 50 kg y 68 kg, y de 1 t. Los cilindros de 50 kg y 68 kg deben utilizarse y almacenarse en posición vertical, y los de 1 t en posición horizontal, sobre soportes de rodachines, para que puedan girar con facilidad. Cuando se utilizan cilindros de 50 kg y 75 kg, el manejo de los envases se hace manualmente, mediante carretillas con cadenas para asegurar bien al envase en posición vertical. En cambio, cuando se usan cilindros de 1 t se emplean poleas montadas sobre rieles y grúas de puente. Los cilindros deben colocarse directamente sobre una báscula para medir la cantidad de cloro que se está dosificando y poder determinar el momento en que quedan vacíos.

e) En estaciones grandes que usan más de 1 000 kg/d, en que se requiere más de 6 cilindros de cloro conectados a una matriz, se recomienda considerar un evaporador para que se extraiga cloro líquido y no gaseoso, evitándose riesgos operacionales. Los evaporadores deben montarse lo más cerca posible de los equipos de cloración y deben incluir una válvula que cierra el paso automáticamente cuando la temperatura baja de 65 grados centígrados, accionando una alarma; una criba para retener impurezas, y una válvula reductora de presión a la salida del evaporador.

f) Como el cloro en solución acuosa es altamente corrosivo, se recomienda el uso de materiales como PVC, teflón, caucho o polietileno. Deben considerarse en el diseño los equipos de protección para detectar escapes y repararlos con el menor riesgo. Estos equipos son: sistemas de alarma, máscaras, equipos para taponamiento de fugas y botellas de amoníaco.

**5.10.1.3 Tanques de contacto**

a) El hipoclorito en solución debe aplicarse preferiblemente en un punto de resalto hidráulico para permitir la mezcla rápida con el agua, y debe ser distribuido uniformemente en toda la corriente líquida, pudiendo utilizarse tuberías perforadas para el efecto. El cloro gas se puede añadir mediante difusores o mezcladores de flujo de pistón, con multitud de orificios para introducir cloro sin crear turbulencia mayor, que podría provocar el escape del cloro al medio ambiente.

b) Una vez introducido el cloro en el agua, se debe permitir su mezcla y retención por un tiempo apropiado, para lo cual se diseñan tanques con tabiques, similares a los floculadores hidráulicos, que permitirán un tiempo de retención de entre 20 min. y 30 min., y gradientes de velocidad cercanos a 40 $s^{-1}$.

**5.10.2 Recomendaciones Generales**

**5.10.2.1** La capacidad de los equipos dosificadores será tal que permita la aplicación de la dosis media establecida en el punto medio de su rango de operación.

**5.10.2.2** Para evitar la formación de trihalometanos se eliminará, en lo posible, la pre cloración. Sólo en casos inevitables y cuando haya la certeza de la inexistencia de materia orgánica de origen fitoplanctónico o vegetal, se podrá diseñar el proceso de pre cloración.

**5.10.2.3** Debido a los potenciales problemas de salud que pueden ocasionar los trihalometanos, que se forman al reaccionar el cloro con compuestos orgánicos presentes en el agua, ha tomado importancia en los últimos años el uso de ozono como desinfectante. El principal problema para su aplicación en nuestro país es que el ozono residual no es estable, y en consecuencia, no se garantiza la desinfección en las redes de distribución, en donde generalmente se produce la contaminación del agua tratada, principalmente como consecuencia de la intermitencia que es común en nuestros sistemas. Si se decidiera utilizar ozono, se recomienda trabajar a bajos pH y con concentraciones altas de carbonatos y bicarbonatos, o aplicar un desinfectante adicional para producir efecto residual.

**5.11 Adsorción**. La adsorción con carbón activado se utiliza para remover orgánicos que causan olores, sabores y color en el agua, así como químicos orgánicos tóxicos peligrosos para la salud, tales como insecticidas, herbicidas y solventes. También se habla de adsorción con resinas sintéticas o con alúmina activada para remoción de flúor o arsénico.

*(Continúa)*

**5.11.1 Carbón activado en polvo**

**5.11.1.1** Este producto se expende en fundas de 23 Kg o al granel, y puede ser alimentado en seco o en solución con agua, preparada en la proporción de 0,1 kg de carbón por litro de agua.

**5.11.1.2** Una dosis usual para propósitos de diseño es alrededor de 20 mg/l. En ocasiones puede ser necesario añadir sulfato de aluminio y/o poli electrolitos catiónicos, para impedir el traspase del polvo de carbón en el filtro. Se debe permitir un tiempo de contacto de por lo menos 15 min.

**5.11.1.3** Al aplicarse en seco se necesitan alimentadores especiales que deben ubicarse en un espacio cerrado para reducir el polvo que se produce. Al aplicarse en solución, se deben diseñar al menos dos tanques de mezcla, que pueden ser de concreto protegido contra la corrosión, y provistos de agitadores mecánicos para mantener la solución en suspensión. También se debe incluir una bomba, un tanque para dosificación diaria y un dosificador volumétrico.

**5.11.1.4** Se recomienda la aplicación del carbón en varios puntos, como los siguientes: en la entrada a la cámara de mezcla, en la entrada al floculador, en la entrada y en la salida del clarificador. La aplicación de carbón en polvo se hace generalmente de manera esporádica.

**5.11.2 Carbón activado granular**

**5.11.2.1** Este producto se expende en fundas de 27 kg o al granel, y se coloca en los filtros o cámaras de contacto mediante un eductor, humedecido para evitar el polvo, conforme se indica a continuación.

**5.11.2.2** El carbón activado puede colocarse en lugar de parte o de toda la arena o antracita de un filtro, siempre y cuando se mantenga un espesor mínimo de 0,6 m. El filtro así constituido deberá diseñarse para una tasa de filtración de 120 $m^3/m^2/d$, que corresponde a un tiempo de contacto de lecho vacío de 7,5 min. a 9 min., que es suficiente para remover la mayoría de compuestos orgánicos. Durante el lavado se recomienda una expansión del 50%, iniciándolo con una tasa alrededor de 0,1 m/min., y llegando hasta 0,25 m/min.

**5.11.2.3** Con aguas superficiales es preferible utilizar lechos de contacto de carbón activado granular, ubicados aguas abajo de los filtros. Estas cámaras son similares a filtros a presión con flujo descendente, con lechos de entre 0,76 m a 4,57 m de profundidad y tasas de aplicación de 175 $m3/m^2/d$ a 410 $m^3/m^2/d$, y por lo general son prefabricados. También pueden ser construidos en el sitio con concreto o acero.

**5.11.2.4** Cuando la cantidad de carbón que requiere reactivación es mayor a 680 kg/d, es factible diseñar un horno de regeneración; caso contrario, el carbón inactivo puede ser enterrado y reemplazado por otro en buenas condiciones.

**5.11.3 Recomendaciones Generales**

Aunque todavía no es un tratamiento generalizado en nuestro medio, se recomienda que los diseñadores lo tengan en cuenta al realizar proyectos de tratamiento de agua potable, particularmente cuando el agua cruda presente características tales como las siguientes: compuestos orgánicos, trihalometanos, olor, sabor, pesticidas y otros similares

**5.12 Estabilización**. El propósito de la estabilización del agua es controlar sus tendencias corrosivas o incrustantes, antes de que entre al sistema de distribución, para evitar problemas relacionados con salud pública, estética y aspectos económicos. En general, se dice que un agua tiene tendencias corrosivas cuando es deficiente en carbonato de calcio, aunque en realidad la agresividad del agua es una relación compleja entre numerosos agentes inhibidores y aceleradores de la corrosión, y agentes mecánicos tales como la velocidad y el diámetro de las tuberías. El exceso de carbonato de calcio, en cambio, confiere al agua tendencias incrustantes. Un agua se considera estable cuando no tiene ni exceso ni defecto de carbonato de calcio, lo cual puede conseguirse mediante el ajuste del pH y la alcalinidad.

*(Continúa)*

**5.12.1** Se puede reducir el pH y la alcalinidad mediante la adición al agua de bióxido de carbono o ácido sulfúrico.

**5.12.2** El pH y la alcalinidad se pueden aumentar mediante la adición de cal viva o apagada al agua, así como de bicarbonato de sodio, carbonato de sodio o hidróxido de sodio.

**5.12.3** Para efectos de la presente norma, se considera apropiada la adición de cal, para lo cual se dan algunas guías para el diseño de dispositivos apropiados. Sin embargo de esto, el diseñador podrá utilizar cualquier otro tipo de proceso debidamente justificado y aprobado por la SAPYSB.

**5.12.3.1 Saturador de cal**

a) Consta de un tanque de forma cónica donde se deposita la cal a ser disuelta. El agua se introduce dentro de la cal por el fondo del tanque y es recolectada en la parte superior mediante canaletas o tubos perforados.

b) El área del tanque debe garantizar una velocidad ascensional de 0,5 $l/s/m^2$ a 1 $l/s/m^2$ y una dosis de cal de 0,6 $gr/s/m^2$ a 1,2 $gr/s/m^2$

c) La altura del tanque debe ser por lo menos igual a la raíz cuadrada del área superficial.

d) El saturador tendrá una descarga de fondo con diámetro mínimo de 100 mm, tomando protecciones para evitar su apelmazamiento por el aire o la humedad ambiental.

e) La dosis de cal será ajustada por medio de un rotámetro instalado en la alimentación de agua al saturador.

f) Se recomienda esta solución para plantas pequeñas, utilizando un número mínimo de dos unidades.

**5.12.3.2 Dosificadores por vía húmeda**

a) La cal hidratada será colocada en suspensión en un tanque destinado a su preparación, el cual tendrá un volumen mínimo en litros igual a dos veces el peso en kilos de la cal utilizada para un tanque de almacenamiento, y dispondrá de un cesto removible de malla metálica o plástica cuyo volumen será el necesario para recibir el 50% de la cal. La alimentación de agua permitirá llenar el tanque en máximo 10 minutos. La salida estará en la parte superior, comunicada con el tanque de almacenamiento, y dispondrá de un desagüe de fondo de mínimo 100 mm. Este tanque de preparación de la lechada dispondrá de un agitador mecánico cuyo rotor se situará a media altura, y tendrá potencia para proporcionar un gradiente de velocidad mínimo de 250 $s^{-1}$. En plantas pequeñas, la preparación puede hacerse en forma manual.

b) Se dispondrá preferiblemente de por lo menos dos tanques de almacenamiento de la lechada de cal, cuyo volumen mínimo será el necesario para 12 h de operación. Estos tanques también dispondrán de un agitador de eje vertical con un rotor situado cerca del fondo y capaz de producir un gradiente de velocidad mínimo de 150 $s^{-1}$. Se diseñará una descarga de fondo de por lo menos 100 mm y la salida de la suspensión se colocará por lo menos a 0,10 m del fondo.

c) La preparación de la lechada de cal puede hacerse directamente en los tanques de almacenamiento.

d) Las tuberías que conducen lechada de cal serán diseñadas para una velocidad mínima de 1 m/s, pudiendo mantenerse una recirculación continua mediante bombas.

e) Usualmente se introduce la lechada de cal en el tanque de agua tratada o en las tuberías de agua filtrada, pero debido a las impurezas que presenta la cal disponible en nuestro medio, también se puede estudiar la posibilidad de aplicar la cal antes del proceso de clarificación.

f) Este tipo de dosificadores se recomienda para dosis menores de 110 kg/h.

*(Continúa)*

**5.12.3.3 Recomendaciones Generales**

a) Utilizar preferiblemente cal hidratada.

b) Reducir al mínimo la distancia entre los dosificadores y los puntos de aplicación de la cal.

c) Proveer facilidades para la limpieza de tanques y tuberías.

**5.13 Fluoración**. El objeto de la fluoración es añadir flúor al agua con el propósito de favorecer la formación de huesos, dientes y el crecimiento normal de las personas. A veces es necesario remover fluoruros para permitir el uso de agua potable, en cuyo caso el proceso se conoce como defluoruración.

**5.13.1** Para la fluoruración del agua se puede añadir alguno de los siguientes productos químicos: fluoruro de sodio, silicofluoruro de sodio, ácido fluorsilícico, fluoruro de calcio, silicofluoruro de amonio, o ácido fluorhídrico. Lo sistemas más comunes para este propósito son:

a) Para plantas pequeñas se usa un alimentador de solución, consistente en un tanque y un sistema de dosificación por orificio, o mediante bomba que debería ser de aplicación constante.

b) En plantas medianas y grandes se pueden utilizar dosificadores gravimétricos o volumétricos en seco, para aplicar silicofluoruro de sodio, o alimentadores de solución para ácido fluorsilísico, siendo más económicos pero menos precisos los dosificadores volumétricos.

c) Para defluoruración se recomienda el uso de alumbre activado o resinas para intercambio iónico.

**5.13.2 Recomendaciones Generales**

a) Cualquiera de los sistemas debe permitir regular el flujo y ajustar las dosis.

b) El punto de aplicación preferido es la entrada a la red de distribución, bien sea en el tanque de reserva o en las tuberías o canales de agua clara posteriores a los filtros.

c) Los puntos de alimentación deben estar tan lejos como sea posible de los puntos de adición de químicos que contengan calcio, debido a la insolubilidad del fluoruro de calcio.

**5.14 Remoción de hierro y manganeso**. Debido a que la presencia de hierro y manganeso en el agua es objecionable para los consumidores, por el hecho de que la precipitación de estos metales vuelve al agua de color amarillo-café o negro, y produce sabores desagradables, mancha la ropa y se deposita en las tuberías y artefactos sanitarios, además de que promueve el crecimiento de microorganismos en las redes de distribución, es necesario removerlos o reducir su concentración a límites aceptables determinados por las normas de calidad.

**5.14.1** La principal forma de remoción de estos metales es su oxidación, para lo cual se puede utilizar oxígeno, cloro, dióxido de cloro o permanganato de potasio principalmente, siendo fundamental en estos casos controlar el pH (7,5 a 8 para hierro y más de 9,5 para manganeso) y la alcalinidad del agua (mayor que 100 mg/l como $CaCO_3$), para mejorar la eficiencia remocional. También se puede aplicar ozono con este propósito.

**5.14.2** Las líneas de tratamiento más frecuentemente utilizadas son:

- Aireación, precipitación y filtración;
- Oxidación con cloro o dióxido de cloro, precipitación y filtración;
- Oxidación con permanganato de potasio, precipitación y filtración;
- Intercambio iónico con zeolita;
- Filtración con zeolita impregnada con manganeso;
- Ablandamiento con cal;
- Debias con filtración lenta.

*(Continúa)*

**5.14.3** Las guías de diseño indicadas en secciones previas de esta norma son aplicables a las plantas de tratamiento para remoción de hierro y manganeso. Algunas recomendaciones específicas para los procesos más apropiados a nuestro medio se dan a continuación:

**5.14.3.1** La aeración se puede realizar mediante aeradores de charoles o mediante aeración forzada o a presión. Con aeradores de charoles se puede incluir en ellos piedra caliza o pirolusita para facilitar la oxidación de los metales.

**5.14.3.2** Por lo general, no es necesario proveer sedimentadores propiamente dichos, sino simples tanques de retención para facilitar que las reacciones de oxidación se completen, lo cual exige de 20 min. a 30 min.

**5.14.3.3** Al realizar la oxidación con componentes de cloro, es preferible utilizar cloro si el principal interés del proceso es remover hierro, y dióxido de cloro si se pretende remover manganeso. Para la remoción de hierro se recomienda un pH de 7,0 y para oxidación de manganeso un pH de 7 a 8.

**5.14.3.4** Al utilizar permanganato de potasio se puede reducir el tiempo de retención a 5 min., siendo óptimo un pH del agua de 7,5 a 8. En la práctica se requieren aproximadamente 0,6 mg de permanganato por gramo de hierro ferroso, y algo menos de 2 mg de permanganato por cada mg de manganeso divalente, pudiendo reducirse las dosis si se utiliza precloración.

**5.14.4 Recomendaciones Generales**

a) El diseñador podrá sugerir cualquier línea de tratamiento que considere apropiada para la remoción de hierro y/o manganeso, siempre y cuando justifique técnica y económicamente su utilización, y merezca la aprobación de la SAPYSB.

b) Lo más importante en este diseño son las condiciones bajo las cuales los derivados del hierro y del manganeso pueden ser completamente precipitados en un período de tiempo razonable.

**5.15 Remoción de trihalometanos**. Los trihalometanos son compuestos que se forman por la reacción del cloro libre con compuestos orgánicos naturales tales como ácidos húmicos y fúlvicos, y son peligrosos para la salud. Por este motivo, es preciso eliminarlos o reducirlos mediante algún tipo de tratamiento, para lo cual se presentan algunas guías de diseño en las próximas secciones.

**5.15.1** Los tratamientos más apropiados para remoción de trhalometanos son los siguientes:

- Utilizar dióxido de cloro en lugar de cloro como desinfectante u oxidante;
- Utilizar cloraminas para el mismo propósito;
- Mejorar la clarificación existente;
- Cambiar el punto de cloración;
- Usar carbón activado en polvo para reducir las concentraciones de precursores;
- Usar aeración.

**5.15.2** Para sistemas existentes que utilizan la cloración como único tratamiento, se recomienda optar por desinfección con cloraminas, añadiendo amonio conjuntamente con el cloro o un poco después, o cambiando el desinfectante a dióxido de cloro, que requiere un mayor control del residual en la red de distribución.

**5.15.3** Para sistemas existentes que utilizan un tratamiento completo con filtración rápida, se recomienda en primer lugar mejorar la remoción de precursores, lo cual se puede conseguir cambiando la dosis o el tipo de coagulante, añadiendo un polímero o usando carbón activado en polvo. Otra opción, en casos donde se esté usando precloración, es eliminarla o trasladarla a un punto después de la sedimentación. Finalmente, se puede considerar utilizar para la desinfección la cloraminación o el dióxido de cloro.

*(Continúa)*

**5.15.4 Recomendaciones Generales**

a) Para el control de trihalometanos es esencial que se provea una adecuada desinfección.

b) La decisión respecto al tratamiento más apropiado se debe basar en los resultados de un monitoreo suficiente, y de pruebas de laboratorio.

**5.16 Remoción de fibras de asbesto.** Cuando la SAPYSB o el diseñador consideren necesario realizar la remoción de fibras de asbesto que pudiera contener el agua, se puede optar por un tratamiento que constituye el objeto de esta norma.

**5.16.1** Una regla general de buena práctica para asegurarse de la remoción de fibras de asbesto, cualquiera sea el proceso de tratamiento a implementarse o existente, es que la turbiedad del efluente debe ser igual o menor a 0,1 UNT.

**5.16.2** Otra recomendación útil es utilizar como coagulantes polímeros catiónicos o una combinación de sulfato de aluminio y polímeros catiónicos.

**5.16.3** Finalmente, es necesario optimizar el pretratamiento en caso de existir, o incluirlo en caso necesario.

**5.16.4 Recomendaciones Generales**

a) Por existir poca información respecto a la eficiencia de los procesos de remoción de fibras de asbesto, se recomienda que siempre se realicen pruebas piloto para optimizar las tasas de filtración, dosis y tipos de coagulantes, la necesidad de floculación y sedimentación, y el modo de filtración.

b) La planta debe diseñarse para proporcionar al operador tanta flexibilidad y facilidades de monitoreo como sea posible.

c) Si el objetivo de la planta no es remover fibras de asbesto ya existentes, sino evitar que el agua pueda desprender fibras de las tuberías de AC existentes en una red de distribución, se recomienda estabilizar el agua para que no sea corrosiva, o utilizar inhibidores de la corrosión tales como el cloruro, sulfato u ortofosfato de zinc. Indicadores de situaciones en las que el agua tratada puede atacar, o lo está haciendo, a las tuberías de asbesto cemento, son:

- Índice de agresividad menor a 11;
- Incremento significativo del pH y de la concentración de calcio en el agua distribuida;
- Ausencia de hierro, manganeso y otros metales en el agua;
- Conteo de fibras en número significativo en varios puntos de la red.

**5.17 Casa de químicos**. Esta estructura es necesaria para concentrar en ella las bodegas de productos químicos, las salas de dosificación que albergan los correspondientes equipos, los laboratorios y las oficinas y otras facilidades administrativas.

**5.17.1** Se recomienda diseñar un solo edificio de químicos, pero en ciertos casos será aceptable más de uno.

**5.17.2** En ningún caso se incluirá en este edificio facilidades para alojamiento de personal, bien sea para el operador o guardián de la planta, sino que se preverá un edificio especial para este propósito.

**5.17.3** Se recomienda ubicar esta estructura cercana a la mezcla rápida. Las bodegas de químicos quedarán en la planta baja, con una puerta de acceso directo para facilitar la recepción del material. Las salas de dosificación pueden ubicarse sobre las bodegas, y se proveerán las facilidades requeridas para la transferencia de los materiales de un piso a otro, acordes con el tamaño de la planta y por ende con el volumen de material a ser movido diariamente. La sala de cloración debería estar, de ser posible, en el primer piso, colindante con los filtros para facilitar una rápida dosificación.

*(Continúa)*

### 5.17.4 Bodega de Químicos

a) Si las cantidades de químicos a almacenarse supera las 2.5 t, se localizará obligatoriamente la bodega en la planta baja, que estará a 1 m por encima del piso donde los carros transportadores de productos químicos llegan.

b) Si la bodegas se ubican en un piso alto, o para transferir los productos químicos a la sala de dosificación, se utilizarán rampas en plantas pequeñas, cuyo ancho será de 1,5 m mínimo y la pendiente máxima de 5 %.

c) Cuando los productos químicos se expenden en fundas, se aceptará que puedan apilarse hasta una altura máxima de 1,8 m si el manejo es manual, y hasta 3 m si es mecánico.

d) El dimensionamiento de las estructuras se hará para el caso más desfavorable tanto en relación con la cantidad de material almacenado, como respecto a los pesos específicos máximos que puedan tener los productos. Dependiendo de las facilidades disponibles en una ciudad para reaprovisionamiento, la cantidad de material a almacenar debe ser suficiente para su utilización de 15 d a 60 d en las condiciones de máximo consumo.

e) Cuando el material seco se recibe a granel, el almacenamiento se efectúa en tolvas o silos abastecidos mediante camiones o vagones. Generalmente, con estos sistemas utilizados en plantas medianas y grandes, se diseña un sistema neumático, con presión de aire inferior a 12 atmósferas y caudal del orden de 500 $m^3$/h.

f) Si los productos son líquidos, se almacenan en bidones o cubas de almacenamiento, provistos de mecanismos para su alimentación, vaciado y control de nivel.

### 5.17.5 Salas de dosificación

a) Dependiendo del tamaño de la planta y de la forma en que se almacena el material, se pueden utilizar sistemas manuales o mecánicos para su transferencia desde la bodega a la sala de químicos, las cuales deben estar lo más cercanas que sea posible.

b) En las salas de dosificación se albergarán los dosificadores de químicos y, en ocasiones, una pequeña reserva del producto, que permita su utilización por 24 h como mínimo. Dependiendo de la sustancia de que se trate, y siguiendo las guías indicadas posteriormente en estas normas, se podrán elegir entre los siguientes tipos de dosificación:

- En seco: volumétricos o gravimétricos;
- En solución: por gravedad, por bombeo, o boquillas;
- A gas: en solución o directos;

Se recomienda dimensionar los dosificadores con un factor de seguridad variable entre 2 y 5.

c) Con excepción de los dosificadores de cloro gas y de flúor por vía seca, que requieren salas independientes, todos los demás deberán localizarse en la misma sala, con fácil comunicación con aquellos o con el laboratorio de la planta, y con la sala de operación y control.

d) Los dosificadores y tanques de preparación de soluciones, deberán ser instalados de tal manera que permitan la fácil realización de trabajos de mantenimiento, sin mover los equipos, y las tuberías y ductos deberán estar instalados de tal modo que se asegure su integridad y la del personal de la planta.

e) Estas salas de dosificación deberán ser protegidas contra inundaciones, ser bien ventiladas, y los equipos deben estar dispuestos de tal forma que faciliten su operación.

*(Continúa)*

### 5.17.6 Dosificadores de productos químicos

a) Los aparatos de dosificación química o dosificadores, tienen por objeto aplicar las substancias químicas en las dosis recomendadas inicialmente por las pruebas de laboratorio y en aquellas que pueden indicar posteriormente los resultados de operación de la planta.

b) En las plantas potabilizadoras de agua de tamaño mediano y grande, que requieran coagulación, se proveerá un mínimo de dos dosificadores para cada sustancia a añadirse. Los dosificadores deberán ser ubicados en la planta de tratamiento de modo que se evite el derrame de productos químicos en el piso de operación.

c) La capacidad y el diseño deberán ser tales que los dosificadores sean capaces de suministrar, en todo momento, las cantidades necesarias de un producto químico en una dosis adecuada para un tratamiento conveniente. El sistema de abastecimiento de agua para la disolución de productos químicos deberá ser protegido contra cualquier posibilidad de sifonaje de soluciones químicas hacia la tubería de suministro de agua. Los dosificadores deben ser ubicados convenientemente cerca de los puntos de aplicación de los químicos y deberán ser accesibles para fácil mantenimiento. Cuando los dosificadores químicos son ubicados en la parte superior de un tanque de mezcla o de sedimentación, debe construirse un borde de 0,1 m de alto alrededor de la abertura del tanque, para prevenir cualquier derramamiento de químicos dentro de él. Los dosificadores serán lo más simples que sea posible y podrán ser controlados manual o automáticamente.

d) La dosificación puede ser por vía húmeda o vía seca. Esta última, a su vez, puede ser gravimétrica o volumétrica. La selección del dosificador se justificará a base de los siguientes aspectos:

   d.1) Capacidad de alimentación;
   d.2) Tipo de producto químico a utilizar;
   d.3) Temperatura y humedad del medio;
   d.4) Capacidad de la tolva de almacenamiento;
   d.5) Capacidad de la bodega de almacenamiento;
   d.6) Precisión;
   d.7) Costo.

e) Cuando se necesite inyectar cal al agua, es preferible hacerlo por vía húmeda, formando previamente la llamada lechada de cal, la cual estará contenida en un tanque de almacenamiento y servirá para alimentar el dosificador durante un cierto período. La lechada tendrá una concentración del 10% de cal. Para transportar la solución se usarán tuberías de caucho o de plástico, con una pendiente del 10%. Otras guías para el diseño de estos dispositivos se dan en 5.12.2.2 de estas normas.

f) Para el caso de usar sulfato de aluminio, puede disponerse de dosificadores en seco o dosificadores en solución, aunque es preferible el uso de este último tipo. Se requerirá un tanque de almacenamiento de la solución preparada, cuya concentración no deberá ser mayor del 10% (100 kg de sulfato por $m^3$ de agua). Sin embargo, para facilitar la difusión del sulfato en el agua a ser tratada, es conveniente preparar una solución de muy baja concentración. Las tuberías que lleven las soluciones serán de plástico o de caucho.

g) Si es necesario añadir carbonato de sodio, pueden utilizarse dosificadores en seco o dosificadores de vía húmeda mediante bomba. Las soluciones de este producto químico pueden transportarse por tubería de hierro fundido o de plástico.

h) Para la adición de flúor pueden utilizarse dosificadores en seco y/o dosificadores de vía húmeda. Para transportar la solución se utilizarán tuberías de caucho o plástico. Otros productos químicos serán dosificados de acuerdo a las recomendaciones de los proveedores.

i) Desde los dosificadores hasta los puntos de aplicación, las tuberías alimentadoras deben ser de un material durable, resistente a la corrosión, de fácil acceso a todo lo largo y tan cortas como sea posible.

*(Continúa)*

j) Cuando se requieran tanques de solución, estos deberán proveerse de paletas, agitación con aire u otros medios mecánicos a fin de mantener una concentración uniforme de la solución. La potencia utilizada no será menor que 38 kW/$m^3$. En plantas medianas y grandes deberá instalarse un mínimo de dos tanques para cada químico, de capacidad suficiente para que cada tanque pueda operar por lo menos tres horas. La relación entre el diámetro o dimensión equivalente del tanque y el diámetro del impulsor estará entre 2:1 y 3,5:1. La relación entre la altura útil del tanque y su diámetro estará entre 1:1 y 1:2. El material del tanque deberá ser durable y resistente a la corrosión. El agua de mezclado debe tener una caída sobre la línea de desborde, de por lo menos 0,15 m o dos veces el diámetro de la tubería de alimentación, cualquiera que sea mayor, u otro medio aprobado para prevenir el sifonaje. Se proveerá, asimismo, una tubería de desagüe para facilitar la limpieza y se dispondrá de un sistema que permita conocer el nivel de la solución.

**5.17.7 Laboratorio**

a) Toda planta de tratamiento de agua debe disponer de un laboratorio cuyo tamaño y equipamiento dependerá de la capacidad de la planta y de las necesidades previstas para personal, equipos, químicos y accesorios.

b) El área de laboratorio puede estimarse asumiendo un requerimiento de entre 18 $m^2$ y 28 $m^2$ por persona que trabaje en el mismo. La mesa de trabajo ocupará de entre el 30% al 40% del área total. El volumen de armarios puede ser inicialmente estimado entre 5,7 $m^3$ y 7,1 $m^3$ por persona. Debe tener un lavatorio por cada 7,5 m a 9,1 m de mesas de trabajo.

c) El equipamiento de laboratorio debe ser determinado y especificado para cada caso por el diseñador, en función de las condiciones particulares del proyecto. En todo caso, el laboratorio guardará estrecha relación con los controles que se pretende establecer para el tratamiento seleccionado y la real factibilidad de aplicación que se haya determinado previamente en la selección de tecnología de tratamiento apropiada.

**5.17.2.8 Instalaciones administrativas**

a) Se deben diseñar dentro de la casa de químicos, salas o espacios para los siguientes propósitos:

- Oficina del jefe de planta;
- Baterías sanitarias para el personal;
- Aulas o sala de reuniones;
- Taller y bodega de repuestos y herramientas.

b) Las características, dimensiones y otros detalles de cada una de estas facilidades serán determinadas por el diseñador, siguiendo las normas de buena práctica y los mejores criterios técnicos, siempre en función de la capacidad y tipo de planta de que se trate.

c) Se proveerán todas las protecciones y seguridades para minimizar el riesgo de accidentes, observándose las normas de seguridad industrial del Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social. Esta recomendación se aplica tanto a la casa de químicos como a las unidades de proceso y demás instalaciones de la planta.

**5.18 Manejo y disposición de lodos.** La necesidad de reducir al mínimo el impacto ambiental negativo que causa una planta potabilizadora de agua en la cual no se realice la disposición adecuada del agua residual y los lodos que se generan en el proceso de tratamiento, se considera importante incluir dentro de las instalaciones de la misma, los procesos unitarios que permitan manejar de forma correcta, disponer sin causar contaminación, y si es del caso, recuperar las sustancias aprovechables de estos lodos.

**5.18.1** En el proceso de tratamiento de agua para usos potables, se pueden generar los siguientes tipos de lodos:

*(Continúa)*

- Agua de lavado de los filtros;
- Lodos de sulfato de aluminio o hierro retenidos en el sedimentador;
- Lodos de precipitados de hierro y manganeso.

**5.18.2** Para el caso del agua de lavado de los filtros, que tiene un bajo contenido de sólidos, se considera apropiado diseñar una laguna para almacenar esta agua durante al menos 24 h y permitir la sedimentación de los sólidos, para lo cual se pueden agregar polímeros u otros ayudantes de coagulación. El líquido es posteriormente reprocesado en la planta o descargado lentamente en el alcantarillado local o en un cuerpo receptor; los sólidos deben ser dispuestos adecuadamente, pudiendo ser enterrados mediante un relleno sanitario o procesados convenientemente.

**5.18.3** Para los otros tipos de lodos, es necesario primeramente desaguar los lodos, para lo cual únicamente es aplicable en nuestro medio el uso de lechos de secado. Posteriormente se puede utilizar un tratamiento de relleno sanitario para los sólidos, y si es necesario, lagunas de almacenamiento para el líquido.

**5.18.4** Cuando existe un sistema de alcantarillado sanitario con tratamiento, se podrá estudiar la posibilidad de descargar lentamente los lodos en los colectores, siempre y cuando no se afecte adversamente ni al funcionamiento hidráulico de la red de tuberías, ni al proceso de depuración de las aguas residuales.

**5.18.5** Los lechos de secado consisten en arena con drenes inferiores formados por tuberías perforadas rodeadas de grava. Para el dimensionamiento de los lechos se tendrá en cuenta que los lodos de sulfato de aluminio requieren usualmente entre 3 d y 4 d para drenar, lo cual puede reducirse usando polímeros; que los lechos pueden ser usados de 1 a 20 veces por año; que la profundidad a la que puede aplicarse el lodo varía de 0,2 m a 0,75 m para lodos de coagulantes y hasta 1,2 m para lodos de cal.

**5.18.6** El diseñador podrá recomendar cualquier otro tipo de proceso para el desaguado del lodo y para su aplicación final o del líquido de desecho, siempre y cuando lo justifique técnica y económicamente ante la SAPYSB.

# APÉNDICE Z

## Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta norma no requiere de otras para su aplicación

## Z.2 BASES DE ESTUDIO


ABNT/CETESB. Elaboracao de Projetos de Sistemas de Abastecimento de Agua. P-NB-587/594, 1.977.

ACODAL. Seminario Internacional sobre Tecnología Simplificada para Potabilización de Agua. Cali-Colombia, 1.987.

ASCE/AWWA. Water Treatment Plant Design, Second Edition. McGraw Hill Publishing Company, 1.990.

AWWA. Introduction to Water Treatment. 1.984.

CANEPA DE VARGAS, Lidia. Guías de Diseño para Plantas de Filtración Rápida. 1.988.

CEPIS. Curso sobre Tecnología de Tratamiento de Agua para Países en Desarrollo. Lima, 1.977.

CEPIS. Plantas Modulares para Tratamiento de Agua. Serie de Documentos Técnicos No. 8, Lima-Perú, 1.982.

CETESB. Técnica de Abastecimiento e Tratamiento de Agua, 2a. Edición. Sao Paulo-Brasil, 1.979.

CIC-GUAYAS. VIII Jornadas de Ingeniería Civil-Memorias. Tecnología Apropiada para el Tratamiento de Agua y Aguas Residuales. Guayaquil, 1.981.

CULP/WESNER/CULP. Handbook of Public Water Systems. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1.986.

FAIR/GEYER/OKUN. Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales. Editorial Limusa-Wiley S.A., México, 1.971.

IEOS. Normas de Diseño para Sistemas de Agua Potable y Eliminación de Residuos Líquidos para Poblaciones con más de Mil Habitantes, 1.986.

MONTGOMERY, James M. Consulting Engineers, Inc. Water Treatment Principles and Design. John Wiley and Sons, Inc., 1.985.

MORALES, Leonardo. Diseño Experimental de una Prueba de Jarras. Memorias del III Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Cuenca-Ecuador, 1.985.

MORALES, Leonardo. Aspectos Relevantes en el Diseño de Plantas Potabilizadoras de Agua. Seminario de Obras Sanitarias, CICT. Ambato-Ecuador, 1.987.

MORALES, Leonardo. Diseño Optimo de Plantas de Potabilización de Agua a Través de un Modelo de Objetivos Múltiples. Memorias del I Congreso Latinoamericano de Investigación de Operaciones e Ingeniería de Sistemas. Río de Janeiro-Brasil, 1.982.

SANKS, Robert L. Water Treatment Plant Design for the Practicing Engineer. Ann Arbor Sciences, Michigan, 1.978.

UNIVERSIDAD DE CUENCA/CEPIS/OPS. Curso Internacional de Prediseño de Plantas de Tratamiento de Agua Potable. Cuenca, Ecuador, 1.990.

UNIVERSITY OF OKLAHOMA/EPA. Appropriate Methods of Treating Water and Wastewater in Developing Countries. Washington, D.C. U.S.A. 1.976.

BEDE. Manual para la Evaluación de Estudios Ambientales de proyectos de Infraestructura Urbana, Quito-Ecuador, 1.990.11

## SÉPTIMA PARTE

## ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

### 1. OBJETO

**1.1** Estas disposiciones establecen un conjunto de criterios básicos de diseño para el desarrollo de proyectos de abastecimiento de agua potable, en la parte pertinente al sistema de almacenamiento y distribución de la misma.

### 2. ALCANCE

**2.1** Las presentes disposiciones se refieren al sistema de almacenamiento y distribución de agua potable.

### 3. DEFINICIONES

**3.1 Tanque de almacenamiento.** Depósito cerrado en el cual se mantiene una provisión de agua suficiente para cubrir las variaciones horarias de consumo, la demanda para combatir incendios y la demanda de agua durante emergencias.

**3.2 Tanque superficial.** Tanque de almacenamiento cuya losa de fondo está en contacto con el suelo.

**3.3 Tanque elevado.** Tanque de almacenamiento construido sobre una estructura de soporte.

**3.4 Presión estática.** Cota piezométrica en el sistema de distribución cuando no hay consumo de agua.

**3.5 Presión dinámica.** Cota piezométrica en el sistema de distribución cuando hay el consumo de diseño de la red.

**3.6 Red de distribución.** Conjunto de tuberías y accesorios que permitan entregar el agua potable a los usuarios del servicio.

**3.7 Circuitos.** Conjuntos de tuberías principales que se utilizan para el diseño hidráulico de la red.

**3.8 Conexiones domiciliarias.** Tomas o derivaciones que conducen agua potable desde la tubería de distribución hasta un domicilio.

### 4. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

**4.1 Almacenamiento**

**4.1.1 Propósito del almacenamiento:**

**4.1.1.1** El agua se almacena con el fin de regular las variaciones de consumo, para combatir incendios, suministrar agua en casos de emergencia y obtener economía en el diseño del sistema.

**4.1.2** El volumen necesario para la regulación de caudales se calculará a base del numeral 4.1.7.1 de la quinta parte.

**4.1.3** El volumen de reserva para combatir incendios se calculará a base de lo expresado en el numeral 4.1.7.2 de la quinta parte.

*(Continúa)*

**4.1.4** El volumen de reserva necesario para cubrir emergencias se calculará de acuerdo a lo expresado en el numeral 4.1.7.3 de la quinta parte.

**4.1.5** La suma de los volúmenes anteriores determinará el volumen total de almacenamiento. En ningún caso será menor que 15 $m^3$.

**4.1.6 Ubicación del almacenamiento**

El almacenamiento se ubicará lo más cerca posible de la población y del centro de gravedad de la demanda, en lugares cuya topografía minimice el costo, tanto de la reserva como de la red de distribución.

**4.1.7 Clases de tanques de almacenamiento:**

**4.1.7.1 Tanques superficiales.** Estas son estructuras que pueden ser de diferente forma y que se construyen con mampostería de piedra o con hormigón simple u hormigón armado, dependiendo de su capacidad, de su estabilidad estructural y de las disponibilidades del material que exista en la zona. Este tipo de tanques se construirán cuando la topografía del terreno permita satisfacer los requerimientos hidráulicos del sistema y cuando los requerimientos de capacidad son grandes.

Por otra parte, cuando el volumen de reserva sea muy grande, se podrá dividirlo en dos o más unidades, las que funcionarán en paralelo.

**4.1.7.2 Tanques elevados.** Estas son estructuras que se ubican sobre torres de diferente altura con el objeto de proporcionar presiones adecuadas en la red de distribución, y se los puede realizar en hormigón armado, en hierro o en cualquier otro material adecuado para el efecto. Estos tanques se construirán cuando por razones de topografía se requiera elevarlos para obtener presiones adecuadas de servicio en la población y en todos los casos en los que, por razones de regulación de presiones y de racionalizar el funcionamiento de las estaciones de bombeo, sea indispensable contar sobre elevados del nivel del terreno.

**4.1.8 Características y accesorios de los tanques de reserva**

**4.1.8.1 Tanques superficiales**

a) Cuando la entrada y salida del tanque se deban realizar mediante tuberías separadas, éstas se ubicarán en lados opuestos, con el objeto de permitir la continua renovación del agua.

b) En caso de diseñarse un solo tanque, debe preverse un paso directo (by pass), que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del mismo. De ser necesario, se construirán estructuras o se instalarán equipos reductores de presión en este desvío.

c) Los tanques serán siempre cubiertos y provistos de una boca de visita con su respectiva tapa con cerradura y llave (tapa sanitaria).

d) Las tuberías de rebose descargarán libremente y tendrán un diámetro igual o mayor al de la tubería de entrada.

e) El diámetro de la tubería de desagüe deberá ser suficiente como para vaciar el tanque en un tiempo no mayor a seis horas.

f) En el fondo del tanque se proveerá un sumidero desde el que partirán las tuberías de salida y de desagüe.

g) Bajo la losa de fondo deberá proyectarse un sistema de drenes para eliminar el agua proveniente de infiltraciones.

*(Continúa)*

h) Todas las tuberías de entrada y salida del tanque, a excepción de las de rebose, deberán estar provistas de válvulas de compuerta.

i) En la tubería de entrada, de ser necesario, se instalará una válvula flotadora.

j) La altura mínima del tanque será de 2,5 m. hasta el nivel máximo de agua, más un borde libre de 0,3 m.

k) En el tanque se incluirán los accesorios indispensables tales como: escaleras, respiraderos, indicadores de nivel, etc.

l) Otros detalles adicionales pueden tomarse de los planos tipo correspondientes.

**4.1.8.2 Tanques elevados:**

a) El nivel mínimo de agua en el tanque debe ser suficiente para que la presión en la red sea la indicada en los cálculos.

b) La entrada y salida de agua del tanque puede hacerse por la misma tubería.

c) La tubería de rebose descargará libremente.

d) Se instalarán válvulas de compuerta en las tuberías de entrada y salida, excepto en las de rebose.

e) En el tanque se instalarán los accesorios indispensables tales como: respiraderos, bocas de visita, escaleras, indicadores de nivel, etc.

f) Las escaleras exteriores deberán tener protección adecuada y dispositivos de seguridad.

g) En los tanques de compensación se diseñarán los dispositivos que permitan controlar el nivel máximo de agua.

h) Si el tanque elevado es proyectado para uniformizar las presiones en la red, su capacidad máxima será de 100 m3. y cuando sea diseñado como flotante, su capacidad estará entre el 2% y el 4% del volumen total de almacenamiento.

**4.1.9 Materiales**

**4.1.9.1** El material para la construcción de los tanques debe escogerse en base a las condiciones locales y a la economía del proyecto.

**4.1.9.2** Para la selección del material para los tanques superficiales se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

a) Los tanques superficiales pueden ser diseñados con paredes de protección o con paredes de contención, dependiendo de ello el empleo del material adecuado. Para su elección deberá tomarse en cuenta el tipo de suelo, la altura hidrostática y el costo.

b) Si se diseñan paredes de protección, se podrá utilizar hormigón o mampostería, debiendo ponerse especial cuidado en el diseño de las juntas a fin de que sean estancas.

c) Las paredes de contención serán de hormigón y pueden ser diseñadas del tipo: a gravedad, en cantiliver, losa con contrafuertes, losa vertical o con anillos.

**4.1.9.3** Para la selección de materiales para los componentes de un tanque elevado se partirá de los siguientes criterios:

*(Continúa)*

a) La torre al igual que el tanque mismo, pueden ser diseñados en: acero, hormigón o cualquier otro material apropiado.

b) La superficie interior de los tanques metálicos deberá ser protegida contra la corrosión utilizando un recubrimiento que sea inocuo para la salud de las personas. La utilización de pinturas y esmaltes a base de alquitrán de hulla o materiales afines, que puedan emitir hidrocarburos poli nucleares aromáticos en contacto con el agua, queda terminantemente prohibida.

**4.1.10 Medición del caudal distribuido**

**4.1.10.1** Para poblaciones de diseño inferiores a 3 000 habitantes en la costa, y a 5 000 en la sierra, se colocará a la salida del tanque un medidor de tipo domiciliar.

**4.1.10.2** Para poblaciones mayores a las indicadas, se preverá la instalación de un dispositivo de medida y registro conformado por un tubo Venturi y su correspondiente registrador-totalizador de caudales.

**4.2 Red de distribución de agua potable**

**4.2.1 Propósito**

**4.2.1.1** La función primaria de un sistema de distribución es proveer agua potable a los usuarios entre los que deben incluirse, además de las viviendas, los servicios públicos, los comerciales y los de la pequeña industria; si las condiciones económicas del servicio, en general, y del suministro, en particular, son favorables, podrá atenderse, también, a la gran industria.

**4.2.1.2** El agua debe ser provista en la cantidad determinada y a una presión satisfactoria.

**4.2.1.3** La función secundaria del sistema de distribución es proveer agua, en cantidad y presión adecuadas, para extinguir incendios. Esta función podrá ser eliminada cuando se diseñe un sistema separado de abastecimiento para esta finalidad.

**4.2.2 Información básica**

**4.2.2.1** Se deberá disponer de la siguiente información:

a) Levantamiento topográfico de la ciudad y de las zonas de ampliación, con cotas en los cruces de los ejes de las calles. Cuando no exista Plan Regulador, la SAPYSB aprobará, previamente, el área presente y futura a ser servida;

b) Condiciones geológicas del suelo;

c) Tipo de calzadas;

d) Redes e instalaciones de agua existentes;

e) Localización de las industrias y otros puntos de gran demanda;

f) Requerimientos de caudal.

**4.2.3 Caudal de diseño y presiones**

**4.2.3.1** Los caudales de diseño para redes de distribución serán: el máximo diario al final del período de diseño más incendio y se comprobarán las presiones de la red, para el caudal máximo horario al final de dicho período.

*(Continúa)*

**4.2.3.2** En lo que a presión se refiere, se establece un mínimo de 10 m de columna de agua en los puntos y condiciones más desfavorables de la red. Para el caso de proyectos en los que el abastecimiento se realiza a través de grifos públicos, esta presión podrá ser reducida a 5 m.

**4.2.3.3** La presión estática máxima, no deberá, en lo posible, ser mayor a 70 m. de columna de agua y presión máxima dinámica, 50 m. Para lograr esto, la red podrá ser dividida en varias subredes interconectadas mediante estructuras o equipos reductores de presión convenientemente localizados.

**4.2.3.4** La utilización de presiones diferentes a las indicadas en los numerales anteriores deberán ser justificados plenamente.

**4.2.4 Protección contra incendios**

**4.2.4.1** Esta protección se realizará utilizando la misma red de agua potable.

**4.2.4.2** En casos excepcionales se podrán diseñar redes especiales de agua entubada, para este propósito.

**4.2.4.3** Los caudales necesarios para cubrir esta demanda variará con el tamaño de la población. Se usarán, como guía, los valores de la tabla 1.

**TABLA 1. Caudales necesarios contra incendios en función de los hidrantes**

| POBLACIÓN FUTURA Miles de hab. | HIDRANTES EN USO SIMULTANEO l/s | HIPÓTESIS DE DISEÑO |
|---|---|---|
| 10 a 20<br>20 a 40<br>40 a 60 | Uno de 12<br>Uno de 24<br>Dos de 24 | Uno en el centro<br>Uno en el centro y otro periférico |
| 60 a 120 | Tres de 24 | Dos en el centro y otro periférico |
| > 120 | Cuatro de 24 | Dos en el centro y dos periféricos |

**4.2.4.4** El espaciamiento entre hidrantes estará entre 200 m y 300 m.

**4.2.4.5** Para poblaciones con menos de 10 000 habitantes, se utilizarán, en lugar de los hidrantes, bocas de fuego, con capacidad de 5 l/s. El volumen de reserva para incendios, en este caso, se calculará en base al caudal de 5 l/s para un tiempo de 2 h.

**4.2.4.6** El diámetro de las bocas de fuego será como mínimo 50 mm, y se las proveerá de rosca adaptable a las mangueras para incendios. Su ubicación seguirá los mismos criterios establecidos para la ubicación de los hidrantes.

**4.2.5 Diseño y dimensionamiento de la red**

*(Continúa)*

**4.2.5.1** Las tuberías de la red serán dispuestas formando mallas, evitando, en todo lo posible, ramales abiertos.

**4.2.5.2** El diámetro de las tuberías tanto de las mallas principales como en los rellenos, será el comercial que más se acerque al determinado en los cálculos hidráulicos. Sólo en el caso en el que se deban instalar los hidrantes o bocas de fuego el diámetro de la tubería deberá ser como mínimo el correspondiente a estos artefactos.

**4.2.5.3** Cada circuito de la malla deberá tener, en lo posible, un perímetro entre 500 m y 2 000 m.

**4.2.5.4** En calles cuyo ancho sea mayor a 20 m o que tengan varias calzadas, se proveerá de dos ramales de tuberías; el uno con un diámetro correspondiente al de los cálculos hidráulicos y el otro con un diámetro igual al de las tuberías de relleno.

**4.2.5.5** El cálculo de la malla principal, podrá hacerse por cualquier método aplicable. Si se empleara algún método nuevo, el proyectista deberá adjuntar a los cálculos, una memoria explicativa del mismo y la bibliografía de soporte, en caso de haber alguna. La velocidad dentro de las tuberías deberá, en lo posible, mantenerse alrededor de 1,5 m/s. El error de cierre en los circuitos, será como máximo 0,5 m.

**4.2.6 Distribución de Válvulas**

**4.2.6.1** El área servida por la red, será dividida en sectores que puedan ser aislados para efectos de reparaciones y/o ampliaciones.

**4.2.6.2** Los sectores serán aislados mediante el cierre de válvulas estratégicamente localizadas, cuyo número será como máximo 8. Para el vaciado de los sectores se utilizarán los hidrantes y a falta de estos ser colocarán válvulas de desagüe en los sitios adecuados.

**4.2.6.3** Cuando las válvulas tengan un diámetro superior a 350 mm, serán alojadas en estructuras especiales para su protección.

**4.2.7 Materiales**

**4.2.7.1** Se aceptan en general tuberías de: asbesto-cemento, PVC, fibra de vidrio, hierro fundido, hierro dúctil, hierro galvanizado y acero. Las que lo necesiten deberán tener la debida protección contra la corrosión tanto interna como externamente. El material más adecuado deberá seleccionarse de acuerdo a la calidad del agua, calidad del suelo y la economía del proyecto.

**4.2.7.2** Si el índice de agresividad del agua, definido por:

$$I.A. = pH + \log Alc + \log Ca.$$

en la que tanto la alcalinidad como la concentración de Ca están expresadas en mg/l como $CaCO_3$, es inferior a 12, las tuberías de AC deberán estar recubiertas con material que impida la desintegración de la tubería y la liberación de fibras de asbesto. Este material no deberá emitir ningún tipo de sustancias tóxicas o nocivas para la salud humana.

**4.2.7.3** La utilización de pinturas o esmaltes a base de alquitrán de hulla o de materiales afines, que puedan emitir hidrocarburos poli nucleares aromáticos en contacto con el agua potable, queda terminantemente prohibida, para el recubrimiento interno de tuberías metálicas.

**4.2.8 Detalles de la Red**

**4.2.8.1** Al diseñar la red se tomarán en cuenta los siguientes detalles:

*(Continúa)*

a) La localización de las tuberías principales y secundarias se hará en los costados norte y este de las calzadas.

b) Se diseñarán obras de protección cuando las tuberías deban cruzar ríos, quebradas, etc.

c) Como complemento de la red se proyectarán conexiones domiciliarias cuyo número se estimará al dividir la población de diseño para 10.

d) Se ubicarán válvulas de aire en los puntos en los que se necesite para el funcionamiento correcto de la red.

e) Las tuberías de agua potable, deberán estar separadas de las de alcantarillado por lo menos 3 m horizontalmente y 30 cm verticalmente, entre sus superficies exteriores.

f) Las tuberías deberán estar instaladas a una profundidad mínima de 1 m sobre la corona del tubo.

g) Se tomarán todas las precauciones necesarias para impedir conexiones cruzadas y flujo inverso. La SAPYSB vigilará que existan ordenanzas municipales adecuadas para su control.

h) Se utilizarán anclajes en todos los puntos en los que haya un desequilibrio de fuerzas, de acuerdo a los criterios presentados en el numeral 5.2.4.48 de la quinta parte.

## APÉNDICE Z

### Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta norma no requiere de otras para su aplicación.

### Z.2 BASES DE ESTUDIO

Normas de diseño para sistemas de agua potable y eliminación de residuos líquidos, IEOS. Quito, 1986.

# OCTAVA PARTE

# SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

## 1. OBJETO

**1.1** Estas disposiciones proporcionan al ingeniero sanitario un conjunto de criterios básicos para el diseño de proyectos de alcantarillado.

## 2. ALCANCE

**2.1** Las presentes disposiciones se refieren al diseño de sistemas de recolección y transporte de aguas servidas y aguas de escorrentía pluvial.

## 3. DEFINICIONES

**3.1 Aguas residuales domésticas.** Desechos líquidos provenientes de viviendas, instituciones y establecimientos comerciales.

**3.2 Aguas residuales industriales.** Desechos líquidos provenientes de la industria. Dependiendo de la industria podrían contener, además de residuos tipo doméstico, desechos de los procesos industriales.

**3.3 Alcantarillas curvas.** Alcantarillas que siguen la curvatura de una calle.

**3.4 Aliviaderos.** Estructuras que desvían el exceso de caudal no recogido por los interceptores hacia colectores que conducen este exceso a una estación depuradora.

**3.5 Análisis estadístico hidrológico.** Estudio de datos hidrológicos observados en un determinado tiempo, con el propósito de efectuar su proyección para un período mayor.

**3.6 Áreas tributarias.** Áreas que contribuyen al escurrimiento de aguas residuales y/o aguas pluviales.

**3.7 Auto limpieza.** Proceso a través del cual, la velocidad de flujo en un conducto impide la sedimentación de partículas sólidas.

**3.8 Bóveda.** Superficie curva que sirve para cubrir el espacio superior de un canal.

**3.9 Cajas domiciliarias.** Estructura donde descarga la conexión intra domiciliaria.

**3.10 Capacidad hidráulica.** Capacidad de transporte de un conducto de características definidas en determinadas condiciones.

**3.11 Caudal máximo instantáneo.** Caudal máximo de aguas residuales que se podría observar en cualquier año dentro del período de diseño. Normalmente se lo calcula para el final del período de diseño.

**3.12 Caudales de aguas lluvias.** Volúmenes de agua por unidad de tiempo de escurrimiento superficial, producto de la precipitación.

**3.13 Coeficiente de retorno.** Relación entre el agua residual producida y el agua potable consumida.

*(Continúa)*

**3.14 Coeficiente de mayoración.** Relación entre el caudal máximo instantáneo y el caudal medio diario, en un mismo período.

**3.15 Coeficiente de escurrimiento.** Relación entre los volúmenes totales de escurrimiento superficial y los de precipitación.

**3.16 Conexiones clandestinas.** Conexiones a nivel domiciliario que permiten la entrada de la escorrentía pluvial, recogida en los techos o en los patios, directamente al alcantarillado sanitario.

**3.17 Conexiones domiciliarias.** Conexiones de las descargas de aguas residuales domiciliarias a los conductos.

**3.18 Contribución por infiltración.** Aguas de lluvias o freáticas que ingresan a la red de alcantarillado sanitario, a través de juntas y conexiones defectuosas, de las tapas de los pozos de revisión y cajas domiciliarias.

**3.19 Cuadros de cálculo.** Cuadros que contienen todos los datos y valores de la rutina de cálculo para el diseño hidráulico de los conductos. La información debe presentarse ordenada secuencialmente de tal forma que facilite la revisión.

**3.20 Cuencas tributarias.** Área receptora de la precipitación que alimenta parcial o totalmente el escurrimiento de un curso de agua.

**3.21 Cunetas.** Elemento de las calles a través de los cuales circula superficialmente el agua de lluvia, hasta ingresar al sistema de conductos a través de los sumideros.

**3.22 Curvas de intensidad, duración y frecuencia.** Curvas que proporcionan la intensidad máxima de lluvia, para una duración y frecuencia determinadas.

**3.23 Dotación de agua potable.** Volumen de agua potable consumido diariamente, en promedio, por cada habitante. Normalmente, salvo se indique lo contrario, incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público

**3.24 Etapas de un proyecto.** Fases que deben cumplirse en la elaboración de un proyecto (pre factibilidad, factibilidad y diseño definitivo).

**3.25 Factor de economía de escala.** Exponente de una función de costo. Si es menor que 1 existe economía de escala.

**3.26 Frecuencia.** Período dentro del cual un evento de determinada magnitud es igualado o superado.

**3.27 Gradiente de energía.(gradiente hidráulica).** Línea imaginaria que une los valores de energía hidráulica total en diferentes secciones transversales de un sistema. La gradiente de energía es siempre descendente, pues de ella se restan las pérdidas de energía. Sólo en el caso de introducción de energía por bombeo puede producirse un ascenso de la gradiente de energía.

**3.28 Hidrograma del escurrimiento superficial.** Representación gráfica de las variaciones del escurrimiento superficial en orden cronológico.

**3.29 Intensidad de lluvia.** Lluvia por unidad de tiempo. Normalmente se mide en mm/h.

**3.30 Interceptores.** Colectores que conducen las aguas negras de un sistema de alcantarillado combinado hacia la planta de tratamiento.

**3.31 Intervalo de recurrencia:** (Período de retorno). Lapso promedio dentro del cual se espera que un evento sea igualado o superado.

*(Continúa)*

**3.32 Colectores instalados bajo la acera:** Se utilizan para receptar descargas domiciliarias. Se los denomina también ramales domiciliarios o red terciaria.

**3.33 Lluvia de diseño.** Altura de precipitación para una duración y frecuencia determinadas.

**3.34 Lluvia máxima de veinticuatro horas.** Lluvia máxima registrada en un período de 24 h. Para efectos de cálculo puede considerarse igual a la lluvia máxima de un día.

**3.35 Período de diseño.** Período al final del cual una obra trabajará a la saturación.

**3.36 Período óptimo de diseño.** Período, entre las etapas de una obra, que proporciona su mayor rentabilidad.

**3.37 Plan regulador.** Plan que regula el desarrollo urbano de una comunidad.

**3.38 Población futura.** Número de habitantes que se tendrá al final del período de diseño.

**3.39 Pozos de revisión.** Estructuras que permiten el acceso desde la calle al interior de un sistema de alcantarillado.

**3.40 Proyectista.** Persona natural o jurídica responsable de los estudios y diseños de los sistemas de alcantarillado.

**3.41 Sifones invertidos.** Tuberías a presión utilizadas en un sistema de alcantarillado para cruzar depresiones.

**3.42 Sistema de alcantarillado.** Conjunto de tuberías y obras complementarias necesarias de recolección de aguas residuales y/o pluviales.

**3.43 Sistema de alcantarillado sanitario.** Sistema de alcantarillado para la recolección de aguas residuales de cualquier origen.

**3.44 Sistema de alcantarillado pluvial.** Sistema de alcantarillado destinado a la recolección de aguas lluvias.

**3.45 Solera.** Superficie de fondo de un conducto cerrado, canal o acequia

**3.46 Sumideros.** Estructuras que permiten el ingreso de la escorrentía pluvial al sistema de alcantarillado pluvial.

**3.47 Tasa de actualización.** Costo de oportunidad del capital.

**3.48 Tiempo de concentración.** Lapso necesario para que la escorrentía llegue desde el punto más alejado del área tributaria al punto considerado.

**3.49 Tiempo de escurrimiento.** Tiempo que tarda el agua en recorrer un tramo determinado de colector.

**3.50 Usos de suelos.** Asignación que se da al suelo urbano, dentro del plan regulador, para el uso residencial, industrial, comercial, institucional, etc.

**3.51 Vasos artificiales de regulación.** Depósitos para retener temporalmente los caudales pluviales y reducir, de esta manera, los diámetros de los colectores.

**3.52 Velocidades máximas.** Máxima velocidad permitida en las alcantarillas para evitar la erosión.

*(Continúa)*

**3.53 Velocidades mínimas.** Mínima velocidad permitida en las alcantarillas con el propósito de prevenir la sedimentación de material sólido.

## 4. DISPOSICIONES GENERALES

### 4.1 Clasificación

**4.1.1** Los sistemas de alcantarillado pueden ser de tres clases: separados, combinados y mixtos.

**4.1.1.1** Los sistemas de alcantarillado separados consisten en dos redes independientes la primera, para recoger exclusivamente aguas residuales domésticas y efluentes industriales pre tratados; y, la segunda, para recoger aguas de escorrentía pluvial.

**4.1.1.2** Los sistemas de alcantarillado combinado conducen todas las aguas residuales producidas por un área urbana y, simultáneamente, las aguas de escorrentía pluvial.

**4.1.1.3** Los sistemas de alcantarillado mixtos son una combinación de los dos anteriores dentro de una misma área urbana; esto es, una zona tiene alcantarillado separado y otra, combinado.

**4.1.1.4** La selección del tipo de sistema de alcantarillado a diseñarse para una comunidad debe obedecer a un análisis técnico-económico que considere el sistema existente, si lo hubiere, las características de las cuencas aportantes, el régimen de lluvias de la zona, las características del cuerpo receptor; posibles re usos del agua etc. En fin se analizará todos los aspectos que conduzcan a la selección del sistema más apropiado a la realidad socio-económica del país.

### 4.2 Etapas del proyecto

**4.2.1** En términos generales la elaboración de un proyecto de alcantarillado, debe cumplir con todas las etapas descritas en la primera parte (Etapas de un proyecto) de estas normas. La SAPYSB, considerando las características del proyecto, podría excluir algunas de las etapas previas al diseño definitivo.

## 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

### 5.1 Bases de diseño

#### 5.1.1 Período de diseño:

**5.1.1.1** Las obras componentes de los sistemas de alcantarillado se diseñarán en lo posible, para sus períodos óptimos de diseño.

**5.1.1.2** El período óptimo de diseño de una obra de ingeniería es una función del factor de economía de escala y de la tasa de actualización (costo de oportunidad del capital).

**5.1.1.3** Dado que los componentes principales de un proyecto de alcantarillado presentan distintos factores de economía de escala, estos pueden, de considerarse justificable, dimensionarse para diferentes períodos intermedios de diseño.

**5.1.1.4** Como regla general, las obras con economías de escala significativas, se diseñarán para la capacidad final del diseño, en tanto que los otros con pequeñas economías de escala se diseñarán para períodos más cortos, de ser posibles múltiplos del período final.

*(Continúa)*

**5.1.1.5** Para la selección del período de diseño de las obras, además de lo anotado en los numerales anteriores, se tendrá en cuenta las facilidades de ampliación y el impacto ambiental de ejecución de la obra.

**5.1.1.6** Como una aproximación e independientemente de otros factores (dificultad de ampliación, políticos, administrativos), la siguiente ecuación puede utilizarse para calcular el período óptimo de diseño y/o ampliación del componente de un sistema de alcantarillado.

$$X = \frac{2,6\ (1 - a)^{1,12}}{R}$$

En donde:

X = período óptimo de diseño;

a = factor de economía de escala;

R = tasa de actualización.

A falta de información, plenamente justificada, se podrían utilizar los siguientes factores de economía de escala, en función del caudal.

Colectores = 0,43
Estaciones de bombeo = 0,75
Plantas de tratamiento secundario = 0,88

**5.1.2 Estimación de la población futura**

**5.1.2.1** En la estimación de la población futura para el diseño de sistemas de alcantarillado se tomarán en cuenta los aspectos mencionados en el numeral 4.1.3. de la quinta parte correspondiente al diseño de sistemas de agua potable.

**5.1.3 Áreas tributarias**

**5.1.3.1** Se zonificará la ciudad en áreas tributarias fundamentalmente en base a la topografía, teniendo en cuenta los aspectos urbanísticos definidos en el plan regulador. Se considerará los diversos usos de suelo (residencial, comercial, industrial, institucional y público). Se incluirán las zonas de futuro desarrollo.

**5.1.3.2** De no existir un plan de desarrollo urbano, en base a la situación actual, a las proyecciones de población y a las tendencias y posibilidades de desarrollo industrial y comercial, se zonificará la ciudad y su área de expansión hasta el final del horizonte de diseño.

**5.1.3.3** Para el alcantarillado pluvial será necesario definir las cuencas que drenan a través de la ciudad.

**5.1.4 Caudales de diseño de aguas residuales**

**5.1.4.1** Las aguas residuales a ser evacuadas por el sistema de alcantarillado sanitario están constituidas por:

*(Continúa)*

- Aguas residuales domésticas;
- Aguas residuales industriales pre tratadas;
- Contribución por infiltración; y,
- Conexiones clandestinas.

**5.1.4.2** El caudal medio diario de aguas residuales domésticas se calculará para el principio y final del período de diseño. Este caudal será el producto de la población aportante y de las dotaciones de agua potable correspondientes al inicio y final del período de diseño, afectado por el coeficiente de retorno.

**5.1.4.3** Para ciudades con sistemas existentes, los valores del coeficiente de retorno se determinarán a través de mediciones en zonas residenciales típicas. Para comunidades que no disponen de sistemas de alcantarillado, se podrán utilizar valores obtenidos para otras ciudades y/o de la literatura técnica, justificando siempre el valor seleccionado.

**5.1.4.4** Para el cálculo de los caudales de desecho industrial, se tendrá en cuenta el sistema de abastecimiento de agua y el régimen de trabajo de la industria, así como la existencia de instalaciones de tratamiento. Esto será necesario para sectores o parques industriales y para industrias aisladas con procesos que utilicen importantes cantidades de agua.

**5.1.4.5** Los caudales de aguas residuales domésticas varían sensiblemente a lo largo del día por lo que, para efecto del dimensionamiento de las obras de alcantarillado, será necesario determinar el caudal máximo instantáneo.

**5.1.4.6** El caudal máximo instantáneo depende de muchos factores y fundamentalmente de las condiciones de consumo, tamaño y estructura de la red de recolección, por lo que no es recomendable la adopción de valores reportados en la literatura u obtenidos para otras comunidades, sobre todo en poblaciones con sistemas existentes donde es posible la determinación de este caudal, por mediciones en el campo.

**5.1.4.7** En sistemas de alcantarillado existentes, el caudal máximo instantáneo será obtenido a través de mediciones en el campo. Estos caudales se determinarán para sectores tipo de la colectividad y para áreas de diversas magnitudes, para determinar de esta manera valores que relacionen las áreas servidas con el caudal máximo instantáneo. El cuociente entre el máximo instantáneo y el medio diario será el coeficiente de mayoración. Se establecerán funciones que relacionen el máximo instantáneo y el área ó población servida.

**5.1.4.8** Para ciudades que no disponen de alcantarillado o donde, por alguna circunstancia plenamente comprobada, no sea posible o no sean representativas las mediciones, se podrá utilizar coeficientes de mayoración de ciudades de características similares o de la literatura técnica.

**5.1.4.9** En el diseño y construcción de los sistemas de alcantarillado, sobre todo cuando estos están bajo el nivel freático, se tomarán todas las previsiones para eliminar o reducir al mínimo las infiltraciones de aguas subterráneas, a través de los tubos, juntas entre tubos, uniones entre estos y pozos de revisión, etc.

**5.1.4.10** En sistemas existentes será necesario efectuar mediciones en sectores representativos seleccionados, teniendo en cuenta los niveles freáticos, impermeabilidad del área, calidad y estado de conservación de las tuberías, etc, con el propósito de determinar los caudales de infiltración.

**5.1.4.11** En cualquier caso la estimación de los caudales de infiltración serán plenamente justificados por el proyectista.

**5.1.4.12** Los sistemas de alcantarillado sanitario no deben admitir entrada de aguas lluvias a través de conexiones clandestinas y deberán tomarse todos las previsiones necesarias para lograr este propósito. Para sistemas existentes que tengan conexiones clandestinas, se recomendará a la autoridad competente su eliminación.

*(Continúa)*

En todo caso la cuantificación de los caudales por conexiones clandestinas será responsabilidad del proyectista y su valor deberá ser plenamente justificado por éste.

**5.1.5 Caudales de diseño de aguas lluvias:**

**5.1.5.1** Para el cálculo de los caudales del escurrimiento superficial directo, se podrán utilizar tres enfoques básicos: el método racional; el método del hidrograma unitario sintético y el análisis estadístico, basado en datos observados de escurrimiento superficial.

**5.1.5.2** El método racional se utilizará para la estimación del escurrimiento superficial en cuencas tributarias con una superficie inferior a 100 ha.

**5.1.5.3** Para cuencas con extensión superior a las 100 ha se utilizará el método del hidrograma unitario sintético. Este mismo método se empleará para el análisis de los vasos artificiales de regulación.

**5.1.5.4** Para estimar las descargas de cursos de agua importantes, cuya área de contribución sea superior a 25 $km^2$, que fluyan a través de las áreas urbanas, se recomienda el análisis estadístico de los datos de escurrimiento superficial observados. De no existir información se utilizará, con la respectiva justificación, cualquier otro método, recomendando a los organismos pertinentes la instrumentación inmediata de la cuenca, tendiente a registrar los valores del escurrimiento superficial en los puntos de interés.

**5.1.5.5** Con propósitos de selección de las frecuencias de las lluvias de diseño, se considerará el sistema de drenaje como constituido por dos sistemas diferentes. El sistema de drenaje inicial o de micro drenaje compuesto por pavimentos, cunetas, sumideros y colectores y el de macro drenaje, constituido por grandes colectores. (canales, esteros y ríos)

**5.1.5.6** El sistema de micro drenaje se dimensionará para el escurrimiento cuya ocurrencia tenga un período de retorno entre 2 y 10 años, seleccionándose la frecuencia de diseño en función de la importancia del sector y de los daños y molestias que puedan ocasionar las inundaciones periódicas.

**5.1.5.7** Los sistemas de macro drenajes se diseñarán para escurrimientos de frecuencias superiores a los 50 años. La selección de la frecuencia de diseño será el resultado de un análisis de los daños a propiedades y vidas humanas que puedan ocasionar escurrimientos de frecuencias superiores.

**5.1.5.8** Después del dimensionamiento del sistema, se recomienda efectuar una verificación de las repercusiones de la ocurrencia de lluvias más intensas que las del proyecto. Dependiendo de los daños potenciales, se podría redimensionar el sistema ampliando su capacidad.

**5.1.5.9** Para la aplicación del método racional y del hidrograma unitario sintético, es necesario disponer de las curvas, intensidad, duración y frecuencia. Estas relaciones serán deducidas de observaciones de los registros de lluvia en el área de estudio, durante un período lo suficientemente grande para poder aceptar las frecuencias como probabilidades.

**5.1.5.10** Cuando no exista en el área de estudio registros pluviográficos o el período de registro existente sea insuficiente, se obtendrán las curvas intensidad, duración, frecuencia a partir de las lluvias máximas de 24 h registradas en el sector y de relaciones entre alturas pluviométricas para diferentes duraciones, para áreas de características pluviográficas similares.

**5.1.6 Selección del tipo de alcantarillado**

Dependiendo del tipo de área urbana a servirse, y previo el mutuo acuerdo entre el proyectista y la SAPYSB, se considerará la posibilidad de utilizar el nivel del sistema de recolección de aguas servidas que corresponda a dicha área urbana. En general se considerarán tres niveles, incrementando su complejidad desde el nivel 1 (el más simple) al nivel 3 (alcantarillado convencional).

*(Continúa)*

La selección del nivel de alcantarillado a diseñarse se hará primordialmente a base de la situación económica de la comunidad, de la topografía, de la densidad poblacional y del tipo de abastecimiento de agua potable existente. El nivel 1 corresponde a comunidades rurales con casas dispersas y que tengan calles sin ningún tipo de acabado. El nivel 2 se utilizará en comunidades que ya tengan algún tipo de trazado de calles, con tránsito vehicular y que tengan una mayor concentración de casas, de modo que se justifique la instalación de tuberías de alcantarillado con conexiones domiciliarias. El nivel 3 se utilizará en ciudades o en comunidades más desarrolladas en las que los diámetros calculados caigan dentro del patrón de un alcantarillado convencional. Se debe aclarar que en una misma comunidad se puede utilizar varios niveles, dependiendo de la zona servida. A continuación se da una detalle de cada nivel.

**5.1.6.1 Nivel 1:**

a) **Alcantarillado sanitario**. Se utilizarán tanques sépticos o fosas húmedas (aqua privies), para grupos de casas, con sistemas de tuberías efluentes de PVC u otro material apropiado, que conduzcan las aguas servidas pre sedimentadas hacia un sistema central o zona de tratamiento. Este sistema de alcantarillado puede diseñarse con superficie libre de líquido (esto es, como canales abiertos) o a presión. No se utilizarán ni cajas ni pozos de revisión convencionales. Puesto que el líquido ya no acarrea sólidos, ni el sistema estaría expuesto a la introducción de objetos extraños a través de pozos o cajas de revisión, el diámetro mínimo de las tuberías puede reducirse a 75 mm. El resto de tuberías se diseñará para que tenga la capacidad hidráulica necesaria. Para el lavado periódico del sistema se instalarán bocas de admisión de agua en los puntos iniciales del sistema y a distancias no mayores de 200 m.

b) **Alcantarillado pluvial**. Se diseñarán las calles con cunetas de suficiente capacidad para acarrear la escorrentía superficial. No se diseñará ningún sistema de tuberías especiales. La escorrentía superficial drenará directamente al curso receptor. Para evitar el acarreo excesivo de sólidos en suspensión hacia el curso receptor se recubrirán las calles seleccionando algún tipo de pavimento económico, como adoquines, empedrado, etc. La idea básica es invertir el dinero que se destinaría para el alcantarillado pluvial, en la pavimentación de las calles del área servida.

**5.1.6.2 Nivel 2:**

a) **Alcantarillado sanitario**. Se utilizarán tuberías de hormigón simple de diámetro mínimo de 100 mm instaladas en las aceras. No se utilizarán pozos de revisión, sino cajas de mampostería de poca profundidad, con tapas provistas de cerraduras adecuadas. Sólo se utilizarán las alcantarillas convencionales para las líneas matrices o emisarios finales.

b) **Alcantarillado pluvial**. Se utilizarán canales laterales, en uno o ambos lados de la calzada, cubiertos con rejillas metálicas que impidan el paso de sólidos grandes al interior de la cuneta y que, al mismo tiempo, resistan el peso de vehículos. El espaciamiento libre que normalmente se puede utilizar es de 0,03 m a 0,07 m entre barrotes y una dimensión típica de estos podría ser 0,005 m x 0,05 m. Las calles deberán ser adoquinadas o empedradas para mejorar la calidad de la escorrentía pluvial. Su sección transversal tendrá pendientes hacia las cunetas laterales de modo que se facilite el flujo rápido de la escorrentía hacia ellas. Los canales se construirán en ambos lados de cada calle. Si sus dimensiones así lo justificaren, especialmente para colectores, se utilizarán tuberías de hormigón simple convencionales. En todo caso, para evitar el aumento en la longitud del canal, se utilizará la ruta más corta hacia el curso receptor. La pendiente mínima que deberán tener estos canales será la necesaria para obtener su auto limpieza (0,9 m/s a sección llena).

**5.1.6.3 Nivel 3:**

a) **Alcantarillado sanitario**. Se utilizará una red de tuberías y colectores, como se describe en la sección 5.2 de esta parte. En ciertas zonas de la ciudad especialmente en aquellas en las que se inicia la producción de las aguas residuales, se podrá utilizar el diseño del nivel 2 pero con diámetro mínimo de 150 mm, especialmente en ciudades de topografía plana, con lo que se evita la innecesaria profundización de las tuberías.

*(Continúa)*

b) **Alcantarillado pluvial**. Se utilizará una red de tuberías y colectores, como se describe en la sección 5.2 de esta parte. Este sistema podrá cambiarse con el nivel 2 en ciertas zonas de la ciudad si así se considera necesario en el diseño.

**5.2 Red de tuberías y colectores**

**5.2.1 Criterios generales de diseño:**

**5.2.1.1** Las tuberías y colectores seguirán, en general, las pendientes del terreno natural y formarán las mismas hoyas primarias y secundarias que aquél. En general se proyectarán como canales o conductos sin presión y se calcularán tramo por tramo.

**5.2.1.2** Los gastos en cada tramo serán proporcionales a la superficie afluente en su extremo inferior y a la tasa de escurrimiento calculada.

**5.2.1.3** La red de alcantarillado sanitario se diseñará de manera que todas las tuberías pasen por debajo de las de agua potable debiendo dejarse una altura libre proyectada de 0,3 m cuando ellas sean paralelas y de 0,2 m cuando se crucen.

**5.2.1.4** Siempre que sea posible, las tuberías de la red sanitaria se colocarán en el lado opuesto de la calzada a aquél en el que se ha instalado la tubería de agua potable, o sea, generalmente al sur y al oeste del cruce de los ejes; y, las tuberías de la red pluvial irán al centro de la calzada.

**5.2.1.5** Las tuberías se diseñarán a profundidades que sean suficientes para recoger las aguas servidas o aguas lluvias de las casas más bajas a uno u otro lado de la calzada. Cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, para su seguridad se considerará un relleno mínimo de 1,2 m de alto sobre la clave del tubo, observando las indicaciones del numeral 5.2.1.3.

**5.2.1.6** El diámetro mínimo que deberá usarse en sistemas de alcantarillado será 0,2 m para alcantarillado sanitario y 0,25 m para alcantarillado pluvial.

**5.2.1.7** Las conexiones domiciliarias en alcantarillado tendrán un diámetro mínimo de 0,1 m para sistemas sanitarios y 0,15 m para sistemas pluviales y una pendiente mínima de 1%.

**5.2.1.8** La conexión de las descargas domiciliarias en los colectores se hará: mediante una pieza especial que garantice la estanqueidad de la conexión, así como el flujo expedito dentro de la alcantarilla; o a través de ramales laterales. Estos ramales se instalarán en las aceras y receptarán todas las descargas domiciliarias que encuentren a su paso, los ramales laterales descargarán en un pozo de revisión del colector. La conexión de las descargas domiciliarias con los ramales laterales se la hará a través de las cajas domiciliarias o de piezas especiales que permitan las acciones de mantenimiento. El diámetro mínimo de los ramales laterales (red terciaria) será de 150 mm.

**5.2.1.9** La selección del tipo de conexión de la descarga domiciliaria con los colectores, será responsabilidad del proyectista. La selección será el resultado de un análisis técnico-económico, en el que deberán considerarse entre otros los siguientes aspectos:

- Infraestructura existente;
- Aspectos urbanísticos (conformación de manzanas, anchos de calles, topografía);
- Materiales de construcción;
- Tamaño de los colectores;
- Facilidades constructivas, etc.

**5.2.1.10** En el diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado sanitario se deberá cumplir las siguientes condiciones:

a) Que la solera de la tubería nunca forme gradas ascendentes, pues éstas son obstrucciones que fomentan la acumulación de sólidos.

*(Continúa)*

b) Que la gradiente de energía sea continua y descendente. Las pérdidas de carga deberán considerarse en la gradiente de energía.

c) Que la tubería nunca funcione llena y que la superficie del líquido, según los cálculos hidráulicos de: posibles saltos, de curvas de remanso, y otros fenómenos, siempre esté por debajo de la corona del tubo, permitiendo la presencia de un espacio para la ventilación del líquido y así impedir la acumulación de gases tóxicos.

d) Que la velocidad del líquido en los colectores, sean estos primarios, secundarios o terciarios, bajo condiciones de caudal máximo instantáneo, en cualquier año del período de diseño, no sea menor que 0,45 m/s y que preferiblemente sea mayor que 0,6 m/s, para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido.

e) Que la capacidad hidráulica del sistema sea suficiente para el caudal de diseño, con una velocidad de flujo que produzca auto limpieza.

**5.2.1.11** Las velocidades máximas admisibles en tuberías o colectores dependen del material de fabricación. Se recomienda usar los valores que constan en la tabla 1.

**TABLA 1. Velocidades máximas a tubo lleno y coeficientes de rugosidad recomendados**

| MATERIAL | VELOCIDAD MÁXIMA m/s | COEFICIENTE DE RUGOSIDAD |
|---|---|---|
| Hormigón simple: | | |
| Con uniones de mortero. | 4 | 0,013 |
| Con uniones de neopreno para nivel freático alto | 3,5 – 4 | 0,013 |
| Asbesto cemento | 4,5 – 5 | 0,011 |
| Plástico | 4,5 | 0,011 |

**5.2.1.12** La velocidad mínima en sistemas de alcantarillado sanitario, debe cumplir lo establecido en 5.2.1.10. d). En alcantarillado pluvial la velocidad mínima será de 0,9 m/s, para caudal máximo instantáneo, en cualquier época del año.

En caso contrario y si la topografía lo permite, para evitar la formación de depósitos en las alcantarillas sanitarias, se incrementará la pendiente de la tubería hasta que se tenga la acción auto limpiante. Si esta solución no es practicable, se diseñará un programa especial de limpieza y mantenimiento para los tramos afectados.

**5.2.1.13** El diseño hidráulico de las tuberías de alcantarillado puede realizarse utilizando la fórmula de Manning. Se recomienda las velocidades máximas reales y los coeficientes de rugosidad correspondientes a cada material, indicados en la tabla 1.

**5.2.1.14** Las velocidades máximas permisibles en alcantarillado pluvial pueden ser mayores que aquellas adoptadas para caudales sanitarios continuos, pues los caudales de diseño del alcantarillado pluvial ocurren con poca frecuencia.

**5.2.1.15** Para la selección del material de las tuberías se considerarán las características físico-químicas de las aguas y su septicidad; la agresividad y otras características del terreno; las cargas externas; la abrasión y otros factores que puedan afectar la integridad del conducto.

*(Continúa)*

**5.2.1.16** Cuando se utilicen canales para el transporte de aguas de escorrentía pluvial, su sección transversal puede ser trapezoidal o rectangular. La sección trapezoidal es preferible para canales de grandes dimensiones debido al bajo costo de las paredes inclinadas. La profundidad del canal deberá incluir un borde libre del 5% al 30% de la profundidad de operación. Los canales no deberán tener acceso de la escorrentía superficial a través de sus bordes, para evitar la erosión. Para esto los bordes del canal deberán estar sobreelevados respecto al nivel del terreno. La velocidad máxima de diseño será 2 m/s en caso de canales de piedra y de 3,5 m/s a 4 m/s, en caso de canales de hormigón.

**5.2.1.17** Para el caso de tuberías fabricadas con moldes neumáticos se utilizarán las recomendaciones del fabricante, las cuales, a su vez, deberán ser previamente aprobadas por la SAPYSB.

**5.2.1.18** Las tuberías y su cimentación deben diseñarse de forma que no resulten dañadas por las cargas externas. Debe tenerse en cuenta el ancho y la profundidad de la zanja para el cálculo de las cargas.

### 5.2.2 Cimentación de las tuberías de alcantarillado

**5.2.2.1** El procedimiento a observarse para diseñar la cimentación de las tuberías, luego de conocer en el campo las condiciones en las que se instalarán los conductos puede resumirse en la siguiente forma:

a) Cómputo del valor de la carga que actúa sobre el conducto instalado en condición de zanja, terraplén, túnel, etc., según sea el caso.

b) Obtención de factor de carga, utilizando un factor de seguridad mínimo de 1,5.

c) A base del valor del factor de carga, se procederá a determinar el tipo de lecho o cimentación para el conducto.

### 5.2.3 Pozos y cajas de revisión

**5.2.3.1** En sistemas de alcantarillado, los pozos de revisión se colocarán en todos los cambios de pendientes, cambios de dirección, exceptuando el caso de alcantarillas curvas, y en las confluencias de los colectores. La máxima distancia entre pozos de revisión será de 100 m para diámetros menores de 350 mm; 150 m para diámetros comprendidos entre 400 mm y 800 mm; y, 200 m para diámetros mayores que 800 mm. Para todos los diámetros de colectores, los pozos podrán colocarse a distancias mayores, dependiendo de las características topográficas y urbanísticas del proyecto, considerando siempre que la longitud máxima de separación entre los pozos no deberá exceder a la permitida por los equipos de limpieza.

**5.2.3.2** Los pozos de alcantarillado sanitario deberán ubicarse de tal manera que se evite el flujo de escorrentía pluvial hacia ellos. Si esto es inevitable, se diseñarán tapas herméticas especiales que impidan la entrada de la escorrentía superficial.

**5.2.3.3** La abertura superior del pozo será como mínimo 0,6 m. El cambio de diámetro desde el cuerpo del pozo hasta la superficie se hará preferiblemente usando un tronco de cono excéntrico, para facilitar el descenso al interior del pozo.

**5.2.3.4** El diámetro del cuerpo del pozo estará en función del diámetro de la máxima tubería conectada al mismo, de acuerdo a la tabla 2.

*(Continúa)*

**TABLA 2. Diámetros recomendados de pozos de revisión**

| **DIÁMETRO DE LA TUBERÍA**<br>**mm** | **DIÁMETRO DEL POZO**<br>**m** |
|---|---|
| Menor o igual a 550<br>Mayor a 550 | 0,9<br>Diseño especial |

**5.2.3.5** La tapa de los pozos de revisión será circular y generalmente de hierro fundido. Tapas de otros materiales, como por ejemplo hormigón armado, podrán utilizarse previa la aprobación de la SAPYSB. Las tapas irán aseguradas al cerco mediante pernos, o mediante algún otro dispositivo que impida su apertura por personas no autorizadas. De esta manera se evitarán las pérdidas de las tapas o la introducción de objetos extraños al sistema de alcantarillado.

**5.2.3.6** No se recomienda el uso de peldaños en los pozos. Para acceder a las alcantarillas a través de los pozos, se utilizarán escaleras portátiles.

**5.2.3.7** El fondo del pozo deberá tener cuantos canales sean necesarios para permitir el flujo adecuado del agua a través del pozo sin interferencias hidráulicas, que conduzcan a pérdidas grandes de energía. Los canales deben ser una prolongación lo más continua que se pueda de la tubería que entra al pozo y de la que sale del mismo; de esta manera, deberán tener una sección transversal en U. Una vez conformados los canales, se deberá proveer una superficie para que el operador pueda trabajar en el fondo del pozo. Esta superficie tendrá una pendiente de 4% hacia el canal central.

**5.2.3.8** Si el conducto no cambia de dirección, la diferencia de nivel, en el pozo, entre la solera de la tubería de entrada y aquella de la tubería de salida corresponderá a la pérdida de carga que se haya calculado para la respectiva transición.

**5.2.3.9** Para el caso de tuberías laterales que entran a un pozo en el cual el flujo principal es en otra dirección, los canales del fondo serán conformados de manera que la entrada se haga a un ángulo de 45 grados respecto del eje principal de flujo. Esta unión se dimensionará de manera que las velocidades de flujo en los canales que se unan sean aproximadamente iguales. De esta manera se reducirán las pérdidas al mínimo.

**5.2.3.10** Con el objeto de facilitar la entrada de un trabajador al pozo de revisión se evitará en lo posible descargar libremente el agua de una alcantarilla poco profunda hacia un pozo más profundo. La altura máxima de descarga libre será 0,6 m. En caso contrario, se agrandará el diámetro del pozo y se instalará una tubería vertical dentro del mismo que intercepte el chorro de agua y lo conduzca hacia el fondo. El diámetro máximo de la tubería de salto será 300 mm. Para caudales mayores y en caso de ser necesario, se diseñarán estructuras especiales de salto (azudes).

**5.2.3.11** La conexión domiciliaria se iniciará con una estructura, denominada caja de revisión o caja domiciliaria, a la cual llegará la conexión intra domiciliaria. El objetivo básico de la caja domiciliaria es hacer posible las acciones de limpieza de la conexión domiciliaria, por lo que en su diseño se tendrá en consideración este propósito. La sección mínima de una caja domiciliaria será de 0,6 x 0,6 m. y su profundidad será la necesaria para cada caso.

**5.2.4 Cunetas y sumideros**

**5.2.4.1** Las calles y avenidas forman parte del sistema de drenaje de aguas lluvias por lo que el proyectista del sistema de drenaje deberá participar, cuando sea posible, en el diseño geométrico de éstas.

*(Continúa)*

**5.2.4.2** Las pendientes de las calles y la capacidad de conducción de las cunetas definirá el tipo y ubicación de los sumideros.

**5.2.4.3** Para lograr un drenaje adecuado, se recomienda una pendiente mínima del 4 % en las cunetas. Pendientes menores podrán utilizarse cuando la situación existente así lo obligue. La pendiente transversal mínima de la calle será del 1 %.

**5.2.4.4** Como regla general, las cunetas tendrán una profundidad máxima de 15 cm y un ancho de 60 cm en vías rápidas que no permitan estacionamiento. En vías que permitan estacionamiento el ancho de la cuneta podrá ampliarse hasta 1 m. Configuraciones diferentes podrán utilizarse cuando las condiciones así lo requieran.

**5.2.4.5** La capacidad de conducción de una cuneta se calculará usando la fórmula de Manning modificada por Izzard, la que establece:

$$Q = 0{,}375 \left( \frac{Z}{n} \right) I^{1/2}\, y^{8/3}$$

En donde:

Q = Caudal, en $m^3/s$;
Z = Inverso de la pendiente transversal de la calzada;
n = Coeficiente de escurrimiento (Manning);
I = Pendiente longitudinal de la cuneta;
y = Tirante de agua en la cuneta, en m.

**5.2.4.6** Los sumideros deben instalarse.

- Cuando la cantidad de agua en la vía exceda a la capacidad admisible de conducción de la cuneta. Esta capacidad será un porcentaje de la teórica, la que se calculará según 5.2.4.5. El porcentaje estará en función de los riesgos de obstrucción de la cuneta.
- En los puntos bajos, donde se acumula el agua.
- Otros puntos, donde la conformación de las calles y manzanas lo haga necesario.

**5.2.4.7** En el diseño del sumidero deberá considerarse la pendiente de la cuneta, el caudal del proyecto, las posibilidades de obstrucción y las interferencias con el tráfico vehicular.

**5.2.4.8** El tipo y dimensiones del sumidero será plenamente justificado por el proyectista, pudiendo para ello, emplear cualquier método debidamente probado.

**5.2.5 Obras especiales**

**5.2.5.1** Los cruces de depresiones (viaductos, quebradas, ríos, etc.), pueden hacerse utilizando acueductos, sifones invertidos, o cualquier otro tipo de estructuras debidamente aprobadas por la SAPYSB.

**5.2.6 Sifones invertidos**

**5.2.6.1** Para evitar la posibilidad de obstrucciones, los sifones invertidos tendrán un diámetro mínimo de 200 mm, para alcantarillado sanitario, y, de 300 mm para alcantarillado pluvial. La velocidad dentro del sifón invertido debe ser mayor que 0,9 m/s para aguas residuales domésticas y de 1,25 m/s para aguas lluvias. Se utilizará un mínimo de dos tuberías en paralelo instalados a diferentes niveles de modo que se pueda mantener una velocidad razonable bajo todas las condiciones de caudal.

*(Continúa)*

El proyectista diseñará el método más adecuado para mantener las tuberías limpias durante todo el tiempo, y deberá colocar un pozo de revisión en cada extremo de las tuberías. El material a utilizarse dependerá de la presión a la que estén sujetas las tuberías. Si los sifones invertidos son subacuáticos, se diseñarán los anclajes necesarios para impedir su flotación cuando se encuentren vacíos.

**5.2.7. Alcantarillas curvas**

**5.2.7.1** Para ciudades en las que se disponga de equipos adecuados de limpieza de tuberías se permitirá el uso de alcantarillas que sigan la curvatura de la calle. De esta manera se abarata el sistema al reducir el número de pozos de revisión que, de otra forma serían necesarios. La curva se efectúa, imponiendo el máximo ángulo de deflexión, entre los ejes de las tuberías, recomendado por el fabricante de estos, que garantice la total estanqueidad del sistema.

**5.3 Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario**

**5.3.1 Caudal de diseño**

**5.3.1.1** El caudal a utilizarse para el diseño de los colectores de aguas residuales será el que resulte de la suma de los caudales de aguas residuales domésticas e industriales afectados de sus respectivos coeficientes de retorno y mayoración, más los caudales de infiltración y conexiones ilícitas. Las poblaciones y dotaciones serán las correspondientes al final del período de diseño.

**5.3.2 Cuadros de Cálculo**

**5.3.2.1** Los cálculos hidráulicos se presentarán ordenadamente y resumidos en cuadros sinópticos. En caso de utilizarse computadoras, se añadirán todas las aclaraciones que sean necesarias para hacer los resultados claramente comprensibles.

**5.4 Diseño de sistemas de alcantarillado pluvial**

**5.4.1 Caudal de diseño**

**5.4.1.1** Para el cálculo de los caudales para el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial, se procederá conforme con lo indicado en el numeral 5.1.5

**5.4.2** El método racional:

**5.4.2.1** Se aplicará para áreas con una superficie inferior a 5 $km^2$. El caudal de escurrimiento se lo calculará mediante la fórmula:

$$Q = 0{,}00278\ CIA$$

En donde:

Q = caudal de escurrimiento en $m^3/s$;
C = coeficiente de escurrimiento (adimensional);
I = intensidad de lluvia para una duración de lluvias, igual al tiempo de concentración de la cuenca en estudio, en mm/h;
A = Área de la cuenca, en ha.

**5.4.2.2** Para la determinación del coeficiente C deberá considerarse los efectos de infiltración, almacenamiento por retención superficial, evaporación, etc. Para frecuencias entre 2 y 10 años se recomienda los siguientes valores de C.

*(Continúa)*

**TABLA 3. Valores del coeficiente de escurrimiento**

| TIPO DE ZONA | VALORES DE C |
|---|---|
| Zonas centrales densamente construidas, con vías y calzadas pavimentadas | 0,7 – 0,9 |
| Zonas adyacentes al centro de menor densidad poblacional con calles pavimentadas | 0,7 |
| Zonas residenciales medianamente pobladas | 0,55 – 0,65 |
| Zonas residenciales con baja densidad | 0,35 – 0,55 |
| Parques, campos de deportes | 0,1 – 0,2 |

**5.4.2.3** Cuando sea necesario calcular un coeficiente de escurrimiento compuesto, basado en porcentajes de diferentes tipos de superficie se podrá utilizar los valores que se presentan en la siguiente tabla 4.

**TABLA 4. Valores de C para diversos tipos de superficies**

| TIPO DE SUPERFICIE | C |
|---|---|
| Cubierta metálica o teja vidriada | 0,95 |
| Cubierta con teja ordinaria o impermeabilizada | 0,9 |
| Pavimentos asfálticos en buenas condiciones | 0,85 a 0,9 |
| Pavimentos de hormigón | 0,8 a 0,85 |
| Empedrados (juntas pequeñas) | 0,75 a 0,8 |
| Empedrados (juntas ordinarias) | 0,4 a 0,5 |
| Pavimentos de macadam | 0,25 a 0,6 |
| Superficies no pavimentadas | 0,1 a 0,3 |
| Parques y jardines | 0,05 a 0,25 |

*(Continúa)*

**5.4.2.4** Las suposiciones básicas del método racional, con respecto a la relación entre la intensidad de lluvia de diseño, tiempo de concentración y el caudal de escorrentía, no justifican la corrección de C con el tiempo, por lo tanto, en la aplicación del método racional se utilizará un valor constante del coeficiente C.

**5.4.2.5** La intensidad de la lluvia se la calculará a partir de las relaciones de intensidad, duración y frecuencia, obtenidos conforme con lo expresado en los numerales 5.1.5.9 y 5.1.5.10 de esta parte.

**5.4.2.6** Las frecuencias de diseño de los diversos componentes del sistema de drenaje pluvial, se seleccionarán atendiendo lo indicado en los numerales 5.1.5.5; 5.1.5.6; 5.1.5.7 y 5.1.5.8 de esta parte.

**5.4.2.7** Para los colectores de drenaje pluvial el tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de llegada más el tiempo de escurrimiento por los colectores hasta el punto en consideración. El tiempo de escurrimiento se lo obtendrá a partir de las características hidráulicas de los colectores recorridos por el agua. El tiempo de llegada es el tiempo necesario para que el escurrimiento superficial llegue desde el punto más alejado hasta el primer sumidero. Este tiempo dependerá de la pendiente de la superficie, del almacenamiento en las depresiones, de la cobertura del suelo, de la lluvia antecedente, de la longitud del escurrimiento, etc. Se recomienda valores entre 10 min y 30 min para áreas urbanas. En cualquier caso el proyectista deberá justificar, a través de algún método, los valores de los tiempos de llegada empleados en el cálculo.

**5.4.3 El método del hidrograma unitario**

**5.4.3.1** Se recomienda que para cuencas con un área superior a 5 $km^2$ los caudales de proyecto sean calculados aplicando hidrogramas unitarios sintéticos. El proyectista justificará ante la SAPYSB el método utilizado, demostrando la bondad de sus resultados.

**5.4.3.2** A partir de los hidrogramas unitarios y las tormentas seleccionadas, se obtendrán los hidrogramas del escurrimiento superficial para las cuencas de drenaje.

**5.4.3.3** La verificación de la capacidad de los grandes colectores, se hará transitando simultáneamente, a través de estos, los hidrogramas del escurrimiento superficial, calculados para cada área aportante.

**5.4.4 Métodos estadísticos**

**5.4.4.1** Para grandes áreas de drenaje es recomendable calcular el escurrimiento a partir del análisis estadístico de los valores registrados. Esto será posible únicamente cuando exista un período de registro que haga confiable el análisis, y cuando el proceso de urbanización no haya afectado o no vaya a afectar el régimen de escurrimiento en la cuenca.

**5.4.4.2** Los métodos recomendados para el análisis estadístico son el de GUMBEL y el LOG-PEARSON TIPO III.

**5.4.4.3** Como regla general, si no fuere posible aplicar los métodos estadísticos, deberá utilizarse el método del hidrograma unitario sintético.

**5.4.5 Cuadros de cálculo**

**5.4.5.1** Los cálculos hidráulicos se presentarán de acuerdo a lo especificado en el numeral 5.3.2 de esta parte.

**5.5 Diseño de sistemas de alcantarillado combinado**

**5.5.1 Consideraciones generales**

*(Continúa)*

**5.5.1.1** La utilización de los sistemas combinados deberá ser plenamente justificado por el proyectista. (Ver 4.1.1.4 de esta parte).

**5.5.2 Caudal de diseño**

**5.5.2.1** Estará constituido por el caudal de aguas servidas, más el caudal de escorrentía pluvial, de acuerdo a lo descrito en los numerales 5.3.1. y 5.4.1 de esta parte.

**5.5.3 Velocidades mínimas y máximas**

**5.5.3.1** La velocidad mínima a utilizarse en sistemas combinados será de 0,9 m/s a tubo lleno. Se deberá verificar el funcionamiento hidráulico del conducto utilizando el caudal medio diario de aguas servidas, al principio del período de diseño, en época seca ( es decir, sin el caudal de escorrentía pluvial). Para alcanzar velocidades de auto limpieza bajo estas condiciones, se puede recurrir a secciones transversales apropiadas.

**5.5.3.2** La velocidad máxima para el diseño se ajustará a lo descrito en la tabla VIII.1.

**5.5.4** El diseño hidráulico del sistema combinado se ajustará a las recomendaciones del numeral 5.2.1.10 literales a), b) y c) de esta parte.

**5.5.5 Interceptores**

**5.5.5.1** Los interceptores deben tener capacidad suficiente para acarrear el caudal máximo instantáneo de aguas servidas más el respectivo caudal de agua de infiltración. De esta manera se evitará la descarga de aguas residuales crudas al curso receptor y el interceptor las conducirá a la planta de tratamiento.

**5.5.6 Estructuras de rebose (aliviadero)**

**5.5.6.1** El excedente de aguas combinadas que no entre a los interceptores deberá ser desviado a otro colector que las conduzca total o parcialmente a una estación especial depuradora o directamente al cuerpo receptor. Tanto el tipo de tratamiento como los volúmenes a tratar, serán definidos en los estudios de calidad del cuerpo receptor.

**5.5.6.2** El excedente de aguas combinadas puede desviarse al colector de excesos por medio de vertederos laterales, vertederos laterales con tabique, vertederos transversales, vertederos de salto y sifones. Durante la época seca estas estructuras deben permitir el paso de todo el caudal de aguas servidas hacia el interceptor, mientras que durante las lluvias, deben desviar sólo la cantidad de agua que está en exceso de la capacidad del interceptor.

**5.5.6.3** El proyectista puede utilizar cualquiera de las estructuras mencionadas en el numeral 5.5.6.2. y deberá presentar ante la SAPYSB los cálculos hidráulicos completos que justifiquen el diseño propuesto.

**5.5.7 Cuadros de cálculo**

**5.5.7.1** Los cálculos hidráulicos del sistema de alcantarillado combinado se presentarán de acuerdo a lo especificado en el numeral 5.3.2. de esta parte.

*(Continúa)*

# APÉNDICE Z

## Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta norma no requiera de otras para su aplicación.

## Z.2 BASES DE ESTUDIO

Normas de diseño para sistemas de agua potable y eliminación de residuos líquidos. IEOS, 1986 (documento básico).

Ingeniería sanitaria. Redes de alcantarillado y bombeo de aguas residuales. Metcalf-Eddy, 1985.

Sistemas de esgotos sanitarios. CETESB, 1977.

Drenagem Urbana. Manual de projeto. CETESB, 1986.

Engenharia de drenagem superficial. Paulo Sampaio Wilken.

Agua y Saneamiento: Tecnología de costo eficiente. Instituto de Desarrollo Económico. BIRF.

## NOVENA PARTE

## CUERPO RECEPTOR Y GRADO DE TRATAMIENTO

### 1. OBJETO

El objetivo principal de estas disposiciones es el de proporcionar al Ingeniero Sanitario y Ambiental, un conjunto de criterios básicos para la realización de estudios del cuerpo receptor, con la finalidad de determinar el grado de tratamiento al que deben someterse las aguas residuales domésticas e industriales, previo a su descarga en el cuerpo receptor.

### 2. ALCANCE

Las presentes normas están relacionadas con cuerpos receptores de aguas residuales, sean estos ríos, esteros, lagos o el océano. En esta parte se incluyen disposiciones generales para diseño de descargas subfluviales y emisarios submarinos. Los estudios que se detallan en esta parte deben realizarse obligatoriamente como parte de: estudios de factibilidad o diseños preliminares, planes maestros y diseños definitivos.

### 3. DEFINICIONES

**3.1 Batimetría**. Determinación de la profundidad del fondo del cuerpo receptor.

**3.2 Coeficiente de mortalidad.** Constante que expresa una tasa de reacción que normalmente se considera de primer orden, que se determina experimentalmente y describe la velocidad de decrecimiento de una población bacteriana.

**3.3 Coeficiente de desoxigenación**. Una constante que expresa la tasa de oxidación bioquímica de la materia orgánica, bajo condiciones aeróbicas y es función de la temperatura. Su determinación se efectúa incubando botellas de DBO durante varios períodos y determinando la velocidad de degradación por ajuste a una curva de primer orden. Este parámetro se usa para la transformación de valores de la DBO 5 días a DBO última.

**3.4 Coeficiente de reacción**. Una constante que expresa la tasa de oxidación bioquímica de la materia orgánica no diluida, bajo condiciones aeróbicas y es función de la temperatura.

**3.5 Coeficiente de re aireación**. Una constante que expresa la tasa de transferencia de oxígeno del aire a la superficie de un cuerpo receptor.

**3.6 Cono de dispersión**. La mancha que se forma en la descarga subacuática de un desecho líquido.

**3.7 Contaminación**. La introducción en el agua de residuos de naturaleza orgánica e inorgánica, que contengan microorganismos o tóxicos, en una concentración tal que puedan interferir con la vida acuática o con el uso directo del agua por el hombre, implicando un peligro para la salud.

**3.8 Demanda bental**. La cantidad de oxígeno que requiere el agua localizada inmediatamente sobre un depósito bental.

**3.9 Difusor**. Parte final de un emisario subacuático consistente en una tubería generalmente ramificada y con orificios de salida. Su función es la de promover una rápida dilución del desecho.

*(Continúa)*

**3.10 Dispersión**. Fenómeno de transporte que describe la mezcla turbulenta del agua residual con el agua del cuerpo receptor.

**3.11 Estudio de impacto ambiental**. Estudio sistemático que se hace para predecir las consecuencias ambientales de un proyecto propuesto. Su objetivo es el de asegurar que se identifiquen los potenciales riesgos ambientales y que se determinen y valoricen las medidas necesarias para evitar, mitigar o compensar los daños ambientales. En el caso específico del tema de disposición y tratamiento de aguas residuales, el estudio de impacto ambiental debe realizarse una vez terminado el estudio definitivo y no debe confundirse con el estudio del cuerpo receptor.

**3.12 Polución**. Una condición creada por la presencia de elementos o compuestos objetables y dañinos en el agua en tal forma que la hacen no apta para el uso deseado.

**3.13 Transporte advectivo**. Transporte de masa producido como consecuencia del arrastre provocado por el flujo del agua.

**3.14 Usos benéficos del agua**. Los usos que promueven beneficios económicos y/o el bienestar de la población.

**3.15 Usos legítimos del agua**. Los usos benéficos deseados o establecidos para su preservación en un determinado cuerpo de agua

## 4. ASPECTOS GENERALES

**4.1** Es requisito fundamental antes de proceder al diseño preliminar o definitivo de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas o industriales, el haber realizado el estudio del cuerpo receptor y determinado el grado de tratamiento, según disposiciones que se detallan en esta parte de las normas.

**4.2** En el caso de requerirse una planta de tratamiento de aguas residuales previo al reuso agrícola, no se requiere el estudio del cuerpo receptor y el grado de tratamiento se determinará en conformidad con la calidad requerida en el efluente, para el tipo de re uso, según se establece en el numeral 5.6.1. de la décima parte de las normas.

**4.3** Bajo ningún concepto se aceptará un diseño de sistema de alcantarillado sanitario o combinado con descarga cruda a un cuerpo receptor. Los requisitos mínimos de tratamiento se detallan en la parte décima de las normas.

**4.4** La Subsecretaría de Agua Potable y Saneamiento Básico en uso de sus facultades como organismo rector del saneamiento en el Ecuador, mantendrá un inventario de las ciudades con alcantarillado y zonas industriales que se encuentran descargando aguas residuales crudas en cuerpos receptores y notificará a las Municipalidades, Parques Industriales, Comunidades o Industrias, para que en un plazo prudencial procedan a tomar las medidas pertinentes para tratar sus desechos. En dichas acciones la SAPYSB determinará la responsabilidad para la tarea de estudiar los cuerpos receptores y asignará la tarea institucional de monitoreo y vigilancia de la calidad del agua.

**4.5** Los estudios del cuerpo receptor deberán realizarse en forma obligatoria para todas las ciudades con sistema de alcantarillado y una población igual o mayor a 30 000 habitantes y otras de menor tamaño que el SAPYSB considere de importancia por aspectos como: su posibilidad de crecimiento, el uso inmediato de aguas del cuerpo receptor, la presencia de descargas industriales, etc. En la misma forma estos estudios serán de carácter obligatorio para conjuntos de ciudades o poblaciones que se encuentren aportando desechos líquidos a una misma cuenca, dentro del área de influencia de una misma entidad seccional. Los casos de cuencas multiprovinciales se tratarán a nivel gubernamental, de acuerdo con las leyes y reglamentos vigentes.

*(Continúa)*

**4.6** Los efluentes de plantas de tratamiento de desechos industriales deberán cumplir con los requisitos de calidad determinados a través de estudios del cuerpo receptor.

**4.7** Para casos de ciudades pequeñas con una población menor a 30 000 habitantes en donde no amerite la realización de investigaciones en el cuerpo receptor, se efectuará el diagnóstico de la calidad del mismo y determinará el grado de tratamiento de las aguas residuales, mediante una simple modelación de bacterias.

## 5. GUÍAS PARA ESTUDIOS DE CUERPOS RECEPTORES

### 5.1 Diagnóstico de la calidad del cuerpo receptor

**5.1.1** El primer paso en la realización de estudios del cuerpo receptor es el diagnóstico de la calidad del cuerpo receptor. Para el caso de ríos o canales de menor importancia este diagnóstico debe realizarse en términos de niveles de bacterias (generalmente coliformes fecales) y para casos más importantes se deben tener en cuenta las recomendaciones que se dan a continuación.

**5.1.2** Se deberá realizar un inventario de descargas puntuales de desechos líquidos existentes a lo largo del área del estudio. El inventario corresponderá tanto a descargas pequeñas que puedan ser consideradas como uniformemente distribuidas, como a descargas grandes que luego serán caracterizadas.

**5.1.3** Se realizará un inventario de usos del agua, mediante un recorrido del cuerpo receptor, con identificación de usos tales como:

- Abastecimiento de agua para consumo humano;
- Abastecimiento de agua para la industria;
- Abastecimiento de agua para la agricultura;
- Abastecimiento de agua para el ganado y la vida silvestre;
- Uso del agua para vida acuática, piscicultura y cultivo de mariscos;
- Uso del agua para actividades humanas de contacto directo (baño, natación, deportes acuáticos y lavado de ropa);
- Uso del agua para navegación deportiva y gozo estético;
- Uso del agua para generación de energía eléctrica;
- Uso del agua para transporte y navegación comercial; y,
- Uso del agua para dilución y asimilación de desechos

**5.1.4** Se deberán efectuar varias campañas de muestreo a lo largo del cuerpo receptor, con la finalidad de recolectar suficiente información para el diagnóstico. En la realización de las campañas se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

a) El muestreo debe efectuarse siguiendo el tiempo de flujo real del cuerpo receptor, de modo que los datos puedan interpretarse adecuadamente.

b) En las campañas se deberán también muestrear las descargas puntuales más importantes, con la misma metodología que se indica en los numerales 4.3.2 y 4.3.3 de la décima parte de las normas.

c) Los parámetros a ser determinados en las campañas serán como mínimo:

- Oxígeno disuelto;
- DBO (5 días, 20 grados centígrados);
- Coliformes totales y fecales;
- Sólidos disueltos;
- Formas del nitrógeno ($NH_4$, N. orgánico y nitratos).

*(Continúa)*

d) En caso de existir descargas industriales con posibles contribuciones de materiales tóxicos se efectuarán varias campañas adicionales, con muestras compuestas en 24 h tomadas en un punto aguas abajo de las descargas. En estas muestras se determinará por lo menos la presencia de metales pesados.

e) Estas campañas deben realizarse idealmente en condiciones de estiaje y el número de campañas debe ser tal que sus datos sean estadísticamente representativos.

**5.1.5** En esta oportunidad y para determinar la magnitud del problema de descargas no puntuales se efectuará una evaluación con el uso de factores de carga.

**5.1.6** El diagnóstico de la calidad de los cuerpos receptores, se efectuará realizando una comparación de datos de los valores determinados en las campañas, con los niveles de calidad establecidos en las leyes y reglamentos del Ecuador o en caso de no estar determinados, en otras fuentes de información. En esta actividad se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Identificación de los tramos del cuerpo receptor con los diferentes usos;
- Comparación de los valores medidos con los criterios de calidad y determinación de los parámetros que afectan los usos benéficos del agua;
- Identificación de las principales fuentes de contaminación, incluyendo estimaciones de descargas de desechos sólidos, en caso de que existan descargas sólidas o líquidas (lixiviación de botaderos de basura o de rellenos sanitarios).

**5.2 Investigaciones en el cuerpo receptor**

**5.2.1** El propósito de estas actividades e investigaciones es el de proporcionar parámetros, características y los suficientes elementos de juicio para la fase de estudio de alternativas de control de la contaminación de los cuerpos receptores.

**5.2.2** Se deberá realizar un estudio hidrológico del cuerpo receptor con determinación de caudales medios mensuales y mínimos con un período de recurrencia de 10 años y siete días consecutivos de duración o con otro período de recurrencia que sea debidamente justificado. En dicho estudio se determinarán las características hidráulicas de los diferentes tramos del río que se considere en el estudio, con determinación de correlaciones de: caudal, velocidad y calado que sean necesarias.

**5.2.3** Las investigaciones adicionales en el cuerpo receptor consisten en lo siguiente:

a) Pruebas de trazadores para la determinación de la dispersión y comprobación de las estaciones de aforo del río.

b) Determinación de las siguientes constantes cinéticas:

- Desoxigenación en los tramos y descargas;
- Constantes de reacción en los diferentes tramos de río;
- Demandas bentales;
- Mortalidad de coliformes fecales;
- Re aireación superficial.

c) Campañas adicionales de muestreo que sean necesarias, según lo establecido en el numeral 5.1.4, para calibración y validación del modelo de calidad.

**5.2.4** De acuerdo con el diagnóstico realizado y considerando los parámetros de calidad más importantes se seleccionará un modelo de calidad para el cuerpo receptor, el mismo que será implementado para las condiciones del estudio y adecuadamente calibrado y validado. Para el efecto se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

*(Continúa)*

- Como mínimo se modelarán los parámetros del sistema acoplado oxígeno disuelto-DBO y coliformes fecales.

- En caso de considerarse importante se considerarán además los componentes del nitrógeno y substancias conservativas como sólidos disueltos.

- Se considerará la modelación de substancias tóxicas solamente en caso de cuencas altamente contaminadas con desechos industriales y con usos benéficos que tienen relación con el consumo de agua y la producción de alimentos para consumo animal y humano, como:

- Agua potable;
- Uso agrícola;
- Uso para el ganado y vida silvestre;
- Vida acuática y formas de acuicultura artificial o natural.

## 5.3 Estudio de alternativas de solución

**5.3.1** El objetivo de este estudio es el de llegar a una definición preliminar sobre las alternativas de solución más convenientes en lo que se relaciona con el tipo de sistema de intercepción y tratamiento de las aguas residuales. Este estudio se efectúa con el uso de costos globales y las herramientas desarrolladas son de utilidad para los estudios preliminares.

**5.3.2** Se deberá estudiar las alternativas de intercepción de las aguas residuales. Para el caso de los sistemas separados se determinará el grado de separación de los sistemas y si es del caso, el costo de la recuperación de los mismos. Para el caso de sistemas de alcantarillado combinado se estudiarán las alternativas de intercepción con reboses del sistema en condiciones de lluvia.

**5.3.3** Una de las principales actividades, en coordinación con las autoridades y usuarios de las aguas, es la definición de usos a preservarse. Seguidamente se deberán definir las metas de calidad de las aguas, en los diferentes tramos del cuerpo receptor.

**5.3.4** En la simulación de la calidad del agua del cuerpo receptor deben intervenir una serie de variables, como se indica a continuación:

a) En relación con el tiempo se deben simular:

  - Condiciones futuras sin acciones de control; y,
  - Condiciones futuras con obras de intercepción y tratamiento.

b) En relación con caudales del cuerpo receptor se deben simular condiciones con:

  - Caudales medios mensuales; y,
  - Caudales mínimos (10 años - 7 días)

c) En relación con el tipo de tratamiento, generalmente es más conveniente efectuar una serie de corridas de simulación para varias calidades de los efluentes, para de ese modo poder determinar el grado de tratamiento de las aguas residuales.

**5.3.5** Con la información desarrollada y el uso de costos globales, se debe determinar en forma preliminar el grado, ubicación y tipo de tratamiento para las descargas de aguas residuales. La definición de estas obras se efectuará en una etapa posterior de diseños definitivos, en la cual será factible el uso de las herramientas ya implementadas como es el caso del modelo de calidad para simular las condiciones definitivas.

*(Continúa)*

## 6. GUÍAS DE DISEÑO PARA DESCARGAS SUBACUATICAS

**6.1** Estas guías tienen relación principalmente con descargas efectuadas a ríos de gran magnitud, en los cuales se desea conseguir una dilución inmediata de las aguas residuales. Las normas de diseño de descargas submarinas se detallan en el capítulo 7.

**6.2** Para la selección del diámetro de la descarga subacuática se puede utilizar una velocidad comprendida entre 0,6 m/s y 0,9 m/s, bajo condiciones de caudal medio de la descarga. Para condiciones de caudal máximo horario, la velocidad de descarga no deberá exceder 3 m/s, para evitar erosión en el fondo.

**6.3** El eje de la tubería de descarga deberá ser paralelo a la dirección de la corriente y en caso de aguas sujetas a la influencia de mareas, se utilizará un difusor ramificado.

**6.4** El diámetro de las aberturas del difusor estará entre 75 mm y 250 mm. Para evitar interferencia entre las aberturas, se las colocará alternadamente a ambos lados de la tubería principal, a una separación entre 2,5 mm y 4,5 m.

**6.5** El proyectista deberá justificar el diseño de la descarga subacuática, teniendo en consideración por lo menos los siguientes aspectos:

- Las consideraciones hidráulicas para el diseño del difusor;
- Los esfuerzos en codos y anclajes de fondo;
- La selección del sitio y aspectos de estabilidad;
- El tipo de material de construcción.

## 7. DISPOSICIÓN SUBMARINA EN CIUDADES COSTERAS

### 7.1 Orientación general

**7.1.1** En el caso de aguas residuales a ser descargadas en el océano o en cuerpos de agua salobre, el proyectista deberá estudiar la factibilidad de la alternativa de tratamiento y re uso agrícola parcial o total, antes del diseño del emisario.

**7.1.2** En la disposición submarina de aguas residuales se destacan pocos parámetros como importantes y en especial aquellos que tienen relación con: la salud pública, la estética y la ecología del lugar. Al respecto se pueden efectuar las siguientes consideraciones:

a) En relación con la salud pública, el parámetro de mayor importancia es la concentración de nematodos intestinales y bacterias, que generalmente se expresa en términos de coliformes. Cuando la concentración de bacterias es la principal consideración y se dispone de suficiente longitud y profundidad para el emisario, las alternativas de tratamientos primario y/o secundario antes del emisario no son atractivas técnica y económicamente.

b) Otros parámetros de uso común en el manejo de aguas residuales como: DBO, oxígeno disuelto, sólidos en suspensión y nutrientes no son de importancia cuando se tiene un adecuado diseño de emisarios submarinos.

c) Los materiales persistentes en el agua y que pueden regresar a la playa, como: grasas y materiales plásticos son de importancia y deben removerse con el uso de un adecuado pretratamiento.

*(Continúa)*

d) Un emisario submarino puede ser adecuadamente diseñado para reducir materiales tóxicos (v. gr. DDT y difenilos policlorinados) por dilución inicial, pero cuando no se dispone de profundidad suficiente, la remoción de dichos materiales debe efectuarse en la fuente.

**7.1.3** Para el diseño de emisarios submarinos, se debe tener en cuenta que las corrientes predominantes normalmente fluyen en forma paralela a la costa, sujetas a la influencia del oleaje y brisas. Por lo cual los conos de dispersión generalmente tienden a formarse en forma paralela a la costa, esto determina la necesidad de contar con sofisticadas herramientas de diseño como: datos meteorológicos (principalmente vientos), datos de mareas y corrientes predominantes.

**7.2 Procedimientos para selección del sitio y diseño**

**7.2.1** Antes de proceder al diseño definitivo de un emisario submarino generalmente se requiere de varios meses de estudios e investigaciones, de modo que en una primera etapa es recomendable una serie de actividades en primera aproximación. Para el efecto se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

a) Se debe recolectar la siguiente información que se encuentre disponible como mínimo:

- Mapas del área considerada;
- Datos hidrográficos y meteorológicos;
- Estudios de desarrollo costero;
- Batimetría de la zona;
- Los caudales de diseño del interceptor y emisario.

b) Para determinar la posibilidad de que el sitio en cuestión puede ser de utilidad, se debe estimar en forma preliminar el orden de magnitud de la dilución inicial, con el uso de una simple relación de dilución $UbD/Q_e$, en donde:

- U = velocidad del flujo, en m/s;
- b = distancia desde la playa, en m;
- D = profundidad, en m; y,
- $Q_e$ = caudal del emisario, en $m^3$/s.

**7.2.2** Para definición del sitio y diseño del emisario submarino, se requieren las siguientes investigaciones de campo:

a) El proyectista deberá justificar la selección de uno de los siguientes métodos de medición de corrientes:

1) Métodos indirectos:

   - Observación de gradientes hidráulicas
   - Observación de salinidad, temperatura o densidad

2) Métodos directos de observación de trayectoria:

   - Registro de punto final (generalmente con cartones de deriva);
   - Registro de recorrido con flotadores.

3) Registro de flujo con medidores rotativos, dinámicos, electromagnéticos o ultrasónicos instalados en boyas.

b) Se deben efectuar investigaciones en el fondo marino con la finalidad de determinar la topografía, textura y características del fondo. El proyectista deberá justificar uno de los siguientes métodos, de acuerdo con la complejidad del problema y disponibilidad de datos:

*(Continúa)*

1) Reconocimientos preliminares basados en material publicado como cartas de navegación con indicación del tipo de material de fondo.

2) Reconocimientos sistemáticos en un corredor de 100 m a 200 m. de ancho dentro de la posible alineación del emisario. En este caso se recorre en una embarcación a una velocidad uniforme y lenta, tomando lecturas de batimetría, perfiles sísmicos del fondo, sonar de banda amplia y posición de la embarcación. Las investigaciones de batimetría son recomendables justamente antes de las tormentas o marejadas de invierno. Para los perfiles sísmicos se recomienda una profundidad no mayor a 10 m.

3) Reconocimientos detallados de uno o más alineaciones de emisario. En este caso se recomienda mediciones entre un espaciamiento de 25 m a 50 m y perfiles transversales con un espaciamiento entre 50 m y 100 m. Se deben incluir también perforaciones con un espaciamiento horizontal entre 10 m y 1 000 m. dependiendo de la variabilidad de los estratos del fondo.

c) Pruebas para la determinación de la mortalidad bacteriana.

**7.2.3** Se deberá seleccionar un modelo matemático que pueda usarse para simular el comportamiento del cono de dispersión en varias condiciones de descarga. Existen numerosos modelos numéricos y el proyectista deberá justificar la selección teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Las normas y/o criterios de calidad del agua;
- La escala del análisis;
- El grado de caracterización del sistema físico;
- La disponibilidad de datos;
- Los procesos físicos de transporte dominantes; y,
- La disponibilidad del modelo.

**7.2.4** Adicionalmente el proyectista deberá justificar el método de cálculo para estimación de la dispersión turbulenta.

**7.2.5** Para el diseño del difusor el proyectista deberá justificar los siguientes aspectos:

- Dilución inicial de acuerdo con el tipo de difusor;
- Orientación, longitud y tipo de difusor;
- Tamaño y espaciamiento de aberturas;

**7.2.6** La definición del tamaño del emisario será debidamente justificada en función a una serie de factores como:

- Velocidades;
- Esfuerzos en cambios de dirección;
- Transientes hidráulicos;
- Estructuras de caída;
- Tipo de material; y,
- Costo.

**7.2.7** En el diseño del emisario se debe tener en cuenta los esfuerzos a los cuales está sometida la tubería, considerando además la estabilidad vertical y lateral del emisario y la necesidad de anclajes y zanjas.

**7.2.8** Otro aspecto de importancia es la protección contra la corrosión: las tuberías de concreto, plástico y hierro fundido son generalmente consideradas resistentes a la corrosión, sin embargo ésta es difícil de controlar en emisarios de acero, para lo cual se debe considerar una combinación de recubrimiento con protección catódica.

*(Continúa)*

## 7.3 Aspectos constructivos

**7.3.1** Las descargas en el mar deberán ser efectuadas de tal manera que se produzca una rápida dilución y que en ningún caso los difusores queden expuestos al aire por efecto de cambios de nivel en las mareas.

**7.3.2** El proyectista deberá justificar debidamente los métodos constructivos tanto en lo que se relaciona con la excavación y relleno de zanjas, como en lo relativo al transporte y tendido de tubería y colocación de los difusores.

*(Continúa)*

## APÉNDICE Z

### Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta norma no requiere de otras para su aplicación.

### Z.2 BASES DE ESTUDIO

Castagnino, W., (1980). Polución de Agua, Modelos y Control. Serie Técnica No. 20, CEPIS/OPS.

Palange, R. C. & Zavala, A. (1989).Water Pollution Control: Guidelines for Project Planning and Financing. World Bank Technical Paper No. 74.

Gunnerson, C. G. (1987). Wastewater Management for Coastal Cities: The Ocean Disposal Option". World Bank Technical Paper No. 77.

Henney, J.P., Huber, W.C. & Nixon, S.J.,(1976). Stormwater Management Model: Preliminary Screening Procedures". USEPA 600/2/2176/275.

Mc Kee, J.E. & Wolf, H.W., (1963). Water Quality Criteria. State Water Quality Control Board, California, USA, publicación No. 3A.

Estados Unidos, (1973). "Water Quality Criteria". USEPA/R3/73/033.

Ludwig, R., (1976). "The Planning and Design of Ocean Disposal Systems". Memorias del Simposio sobre Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales". CEPIS/OPS, Buenos Aires Argentina.

## DÉCIMA PARTE

## SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

### 1. OBJETO

El objetivo principal de estas normas es proporcionar al Ingeniero Sanitario y Ambiental un conjunto de criterios básicos de diseño para el desarrollo de proyectos de tratamiento de aguas residuales a los niveles preliminar, básico y definitivo. La población objeto de este documento es tanto el profesional de una entidad que tiene que desarrollar términos de referencia para la contratación de estudios y fiscalizar el desarrollo de los mismos, como el consultor a quien se ha encargado la conducción de dichos trabajos.

### 2. ALCANCE

**2.1** Las presentes normas están relacionadas con los procesos convencionales y facilidades que conforman una planta de tratamiento de aguas residuales, tanto para tratamiento de aguas residuales domésticas como industriales, previa a su descarga al cuerpo receptor.

**2.2** En el caso de desechos líquidos industriales se dan disposiciones que deben cumplirse antes de su descarga al sistema de alcantarillado sanitario, para tratamiento conjunto.

**2.3** Para procesos de tratamiento no convencionales se dan disposiciones específicas en el numeral 5.6. No se dan disposiciones para el caso de tratamientos terciarios y avanzados.

**2.4** En esta parte se excluyen disposiciones para diseño de interceptores y emisarios subfluviales y submarinos, las mismas que se encuentran en la novena parte de estas normas.

### 3. DEFINICIONES

**3.1 Adsorción**. La transferencia de una masa gaseosa, líquida o de material disuelto en la superficie de un sólido. No debe confundirse con absorción.

**3.2 Absorción**. (1) La toma de una sustancia en el cuerpo de otra. (2) La concentración selectiva de sólidos disueltos en el interior de un material sólido, por difusión.

**3.3 Acidez**. La capacidad de una solución acuosa para reaccionar con iones hidroxilo. Se mide cuantitativamente por titulación con una solución alcalina normalizada y se expresa usualmente en términos de mg/l como carbonato de calcio.

**3.4 Acuífero**. Formación geológica de material poroso. Generalmente se refiere a una formación capaz de producir una apreciable cantidad de agua.

**3.5 Aeración**. Proceso de transferencia de masa, generalmente referido a la transferencia de oxígeno del aire al agua por medios naturales (flujo natural, cascadas, etc.) o artificiales (agitación mecánica o difusión de aire comprimido).

**3.6 Aeración mecánica**. (1) La mezcla del contenido líquido de un tanque de aeración, laguna aireada o digestor aeróbico, para producir un contacto de la superficie del agua con la atmósfera. (2) La introducción de oxígeno del aire en un líquido por acción de un agitador mecánico.

*(Continúa)*

**3.7 Aeración prolongada**. Una modificación del proceso de lodos activados que provee la digestión aeróbica del lodo en el tanque de aeración, trabajando a una alta edad de lodos (20 d a 30 d). Una de las variantes más conocidas de este proceso es la zanja de oxidación.

**3.8 Adensador**. Ver espesador.

**3.9 Afluente**. Agua, agua residual u otro líquido que ingrese a un reservorio, planta de tratamiento o proceso de tratamiento.

**3.10 Aguas residuales**. El agua luego de ser usada por una comunidad o industria, que contiene material disuelto y en suspensión.

**3.11 Aguas residuales domésticas**. Agua residual de origen doméstico, comercial e institucional que contiene desechos humanos.

**3.12 Anaeróbico**. Condición en la cual hay ausencia de aire u oxígeno libre.

**3.13 Análisis**. El examen del agua, agua residual o lodos, efectuado por un laboratorio.

**3.14 Aplicación en el terreno**. El reciclaje de agua residual o lodos parcialmente tratados en el terreno, bajo condiciones controladas. Ver re uso.

**3.15 Bacteria**. Grupo de organismos microscópicos unicelulares, rígidos y carentes de clorofila, que desempeñan una serie de procesos de tratamiento incluyendo: oxidación biológica, digestión, nitrificación y desnitrificación.

**3.16 Bases de diseño**. Conjunto de datos para las condiciones finales e intermedias de diseño, que sirven para el dimensionamiento de los procesos de tratamiento. Los datos generalmente incluyen: poblaciones, caudales, concentraciones y aportes per capita de las aguas residuales. Los parámetros que normalmente se describen en las bases de diseño son: DBO, sólidos en suspensión, coliformes fecales y nutrientes.

**3.17 Biodegradación**. La degradación de la materia orgánica por acción de microorganismos, en el suelo, cuerpos receptores o procesos de tratamiento de aguas residuales.

**3.18 Biopelícula**. Película biológica adherida a un medio sólido que lleva a cabo la degradación de la materia orgánica.

**3.19 By-pass**. (1) Conjunto de tuberías, canales, válvulas y compuertas que permiten el paso de un líquido alrededor de un proceso o planta de tratamiento. (2) Conducto usado para desviar el agua residual de un proceso o planta de tratamiento en condiciones de emergencia o de mantenimiento correctivo.

**3.20 Cámara**. Compartimiento con paredes que se usa para un propósito específico.

**3.21 Cámara de contacto**. Tanque alargado en el cual se permite al agua residual tratada entrar en contacto con el agente desinfectante.

**3.22 Carbón activado**. Gránulos que se obtienen del calentamiento de un material carbonáceo en ausencia del aire y que poseen una alta capacidad de remoción selectiva de compuestos solubles, por adsorción.

**3.23 Carga de diseño**. Combinación entre caudal y concentración de un parámetro específico, que se usa para dimensionar un proceso de tratamiento, bajo condiciones aceptables de operación.

**3.24 Carga superficial**. Caudal o masa de un parámetro por unidad de área, que se usa para dimensionar un proceso de tratamiento (v. gr. $m^3/(m^2.d)$, kg DBO/(ha.d).

*(Continúa)*

**3.25 Caudal de pico**. Caudal máximo en un intervalo de tiempo dado.

**3.26 Caudal máximo horario**. Caudal a la hora de máxima descarga.

**3.27 Caudal medio**. Caudal medio anual.

**3.28 Certificación**. Programa de la entidad de control para documentar la experiencia y entrenamiento del personal de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento.

**3.29 Clarificador**. Tanque de sedimentación rectangular o circular usado para remover sólidos sedimentables del agua residual.

**3.30 Cloración**. Aplicación de cloro o compuestos de cloro al agua residual, para desinfección y en algunos casos para oxidación química o control de olores.

**3.31 Coagulación**. Aglomeración de partículas coloidales (<0,001 mm) y dispersas (0,001 mm a 0,01 mm) en coágulos visibles, con la adición de un coagulante.

**3.32 Coagulante**. Electrolito simple, usualmente sal inorgánica que contiene un catión multivalente de hierro, aluminio o calcio (v. gr. $FeCl_3$, $FeCl_2$, $Al_2(SO_4)_3$, CaO).

**3.33 Coliformes**. Bacterias gram negativas de forma alargada capaces de fermentar lactosa con producción de gas a la temperatura de 35 °C o 37 °C (coliformes totales). Aquellas que tienen las mismas propiedades a la temperatura de 44 °C o 44,5 °C se denominan coliformes fecales.

**3.34 Compensación**. Proceso usado para evitar las descargas violentas, aplicable a descargas de origen industrial en el cual se almacena el desecho para aplanar el histograma diario de descarga y para nivelar la calidad del desecho.

**3.35 Criba gruesa**. Artefacto generalmente de barras paralelas de separación uniforme (4 cm a 10 cm), utilizado para remover sólidos flotantes de gran tamaño, generalmente aguas arriba de bombas de gran capacidad.

**3.36 Criba media**. Artefacto de barras paralelas de separación uniforme (2 cm a 4 cm), utilizado para remover sólidos flotantes y en suspensión. Son las más empleadas en tratamiento preliminar.

**3.37 Criterios de diseño**. (1) Normas o guías de ingeniería que especifican objetivos, resultados o límites que deben cumplirse en el diseño de un proceso, estructura o componente de un sistema. (2) Guías que especifican detalles de construcción y materiales.

**3.38 Cuneta de coronación**. Canal abierto, generalmente recubierto que se localiza sobre una planta de tratamiento con el fin de recolectar y desviar las aguas lluvias.

**3.39 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)**. Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura especificados (generalmente 5 días y 20 °C).

**3.40 Demanda de oxígeno**. Término similar a demanda bioquímica de oxígeno.

**3.41 Demanda química de oxígeno (DQO)**. Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica (carbonácea) del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o di cromato en una prueba que dura dos horas.

**3.42 Densidad de energía**. Medida de la potencia instalada de un aerador o mezclador por unidad de volumen, en un tanque de aeración, laguna aireada o digestor aeróbico.

*(Continúa)*

**3.43 Depuración de aguas residuales**. Término usado para significar la purificación o remoción de substancias objetables de las aguas residuales, como por ejemplo DBO, DQO, bacterias, materiales tóxicos, etc. Se aplica exclusivamente a procesos de tratamiento de líquidos. El término tratamiento de aguas residuales es preferible para aplicación a líquidos y lodos.

**3.44 Derrame accidental**. Descarga directa o indirecta no planificada de un volumen violento y carga de substancias, en tal magnitud que causen notorios efectos adversos en la calidad del cuerpo receptor. Estas descargas son el resultado de accidentes, actos de la naturaleza u operación inapropiada.

**3.45 Desarenadores**. Cámara diseñada para reducir la velocidad del agua residual y permitir la separación de sólidos minerales (arena), por sedimentación.

**3.46 Descarga controlada**. (1) Regulación de la descarga del agua residual cruda para eliminar las variaciones violentas de caudal y calidad. (2) Término empleado a descargas de desechos industriales después de compensación. (3) término usado en lagunas de almacenamiento y descarga controlada, normalmente con propósitos de reuso agrícola.

**3.47 Desechos ácidos**. Contienen una apreciable cantidad de acidez y se caracterizan por un pH bajo.

**3.48 Desechos peligrosos**. Desechos con un potencial dañino para el ambiente, debido a su toxicidad, alta capacidad de combustión, corrosividad, reactividad química u otra razón.

**3.49 Desechos industriales**. Desechos líquidos originados de la manufactura de un producto específico. Usualmente son más concentrados y tienen mayores variaciones de caudal que los desechos domésticos.

**3.50 Deshidratación de lodos**. Procesos de remoción del agua de lodos.

**3.51 Desinfección**. La destrucción de bacterias y virus de origen fecal en las aguas residuales, con el uso de un agente desinfectante.

**3.52 Difusor**. (1) Placa porosa, tubo u otro artefacto, a través del cual se descarga aire comprimido en burbujas bajo la superficie de un líquido. (2) Facilidad final de descarga en un emisario submarino.

**3.53 Digestión**. Descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo, produciendo una mineralización, licuefacción y gasificación parcial.

**3.54 Digestión aeróbica**. Descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo, en presencia de oxígeno.

**3.55 Digestión anaeróbica**. Descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo, en ausencia de oxígeno.

**3.56 Disposición final**. Disposición del efluente de una planta de tratamiento o de los lodos tratados.

**3.57 Distribuidor rotativo**. Distribuidor móvil que gira alrededor de un eje central y está conformado por brazos horizontales y orificios que descargan el agua residual sobre un filtro biológico. La inercia de descarga de los orificios produce el movimiento rotativo.

**3.58 Dren de diques**. Conducto con perforaciones localizado dentro de un dique, que cumple con el propósito de remover la humedad para interrumpir la línea de flujo.

**3.59 Edad del lodo**. Parámetro de diseño y operación en el proceso de lodos activados que resulta de la relación de la masa de sólidos volátiles en el tanque de aeración entre la masa de sólidos volátiles removidos del sistema por día. La dimensión del parámetro es tiempo y se expresa en días.

*(Continúa)*

**3.60 Eficiencia de tratamiento**. Relación entre la masa o concentración removida y la masa o concentración en el afluente, para un proceso o planta de tratamiento y un parámetro específico. Puede expresarse en términos decimales y normalmente se expresa en porcentaje.

**3.61 Efluente**. Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

**3.62 Efluente final**. Líquido que sale de una planta de tratamiento de aguas residuales.

**3.63 Emisario**. Canal o tubería que recibe las aguas residuales de un sistema de alcantarillado hasta una planta de tratamiento o de una planta de tratamiento hasta el punto de disposición final.

**3.64 Emisario submarino**. Tubería y otros elementos que permiten la disposición de aguas residuales pre tratadas en el océano, para alcanzar una adecuada reducción bacteriana.

**3.65 Espesador**. Proceso de tratamiento de lodos que tiene la finalidad de remover parte del líquido del lodo para reducir su volumen. El lodo resultante se encuentra aún en estado líquido.

**3.66 Examen bacteriano**. Análisis para determinar la presencia y cuantificar el número de bacterias en aguas residuales.

**3.67 Factor de carga**. Parámetro operacional y de diseño del proceso de lodos activados que resulta de dividir la masa de substrato (kg DBO/d) que alimenta a un tanque de aeración, entre la masa de micro-organismos en el sistema, representada por la masa de sólidos volátiles.

**3.68 Filtro biológico**. Término sinónimo de filtro percolador o de lecho bacteriano de contacto.

**3.69 Filtro percolador**. Proceso de tratamiento secundario formado por un medio filtrante de piedra gruesa o de material sintético, sobre el cual se distribuye el agua residual que percola hacia abajo. La película de microorganismos que crece en el medio de contacto metaboliza la materia orgánica del desecho y se desprende, siendo removida en el proceso de sedimentación secundaria.

**3.70 Fuente no puntual**. Fuente de polución o contaminación no localizada (v. gr. escorrentía pluvial urbana, escorrentía agrícola, etc.)

**3.71 Fuente puntual**. Cualquier fuente definida de la cual se descargan o pueden descargarse contaminantes (v. gr. tuberías, emisarios, canales, corrales de engorde, embarcaciones, etc.)

**3.72 Grado de tratamiento**. (1) Medida de la eficiencia de remoción de una planta de tratamiento de aguas residuales en relación con parámetros como: DBO, bacterias u otro parámetro especificado. (2) Eficiencia de remoción requerida a una planta de tratamiento de aguas residuales para cumplir con los requisitos de calidad del cuerpo receptor.

**3.73 Igualación**. Compensación.

**3.74 Impacto ambiental**. Cambio o consecuencia al ambiente que resulta de una acción específica o proyecto. Ver definición de estudio de impacto ambiental en la novena parte de estas normas.

**3.75 Impermeable**. Que no permite el paso del agua.

**3.76 Interceptor**. Canal o tubería que recibe el caudal en tiempo seco de una serie de descargas transversales y las conduce a una planta de tratamiento. En el caso de un sistema de alcantarillado combinado recibe también un caudal predeterminado de aguas lluvias.

**3.77 Irrigación superficial**. La aplicación de aguas residuales en el terreno por gravedad mediante la cual el agua residual fluye desde uno o varios puntos hasta el final de un lote.

**3.78 IVL**. Índice de volumen de lodos.

*(Continúa)*

**3.79 Laguna aireada**. Estanque natural o artificial de tratamiento de aguas residuales en el cual se suple el abastecimiento de oxígeno por aeración mecánica o difusión de aire comprimido. Es una simplificación del proceso de lodos activados y según sus características se distinguen cuatro tipos de lagunas aireadas: (1) Laguna aireada de mezcla completa, (2) Laguna aireada facultativa, (3) Laguna facultativa con agitación mecánica y (4) Laguna de oxidación aireada.

**3.80 Laguna aeróbica**. Término a veces utilizado para significar laguna de alta producción de biomasa.

**3.81 Laguna anaeróbica**. Laguna con alta carga orgánica en la cual se efectúa el tratamiento en la ausencia de oxígeno. Este tipo de laguna requiere tratamiento posterior.

**3.82 Laguna de alta producción de biomasa**. Estanque normalmente de forma alargada, con un corto período de retención, profundidad reducida y con facilidades de mezcla, que tiene la finalidad de maximizar las condiciones de producción de algas. Otros términos utilizados pero que están tendiendo al desuso son: laguna aeróbica, laguna fotosintética y laguna de alta tasa.

**3.83 Laguna de estabilización**. Término genérico para todos los tipos de lagunas que describe a un estanque en el cual se descarga aguas residuales y en donde se produce la estabilización de materia orgánica y la mortalidad bacteriana.

**3.84 Laguna de descarga controlada**. Estanque secundario o posterior, normalmente utilizado para el re uso agrícola de aguas residuales en el cual se embalsa el desecho tratado para ser utilizado en forma discontinua, en períodos de mayor demanda. En estas lagunas se produce una mortalidad adicional de bacterias, que depende de los períodos de llenado, almacenaje y vaciado.

**3.85 Laguna de lodos**. Estanque utilizado para almacenamiento, digestión o remoción del líquido del lodo.

**3.86 Laguna de maduración**. Laguna de estabilización diseñada para tratar efluente secundario o agua residual previamente tratada por un sistema de lagunas (anaeróbica - facultativa, aireada - facultativa o primaria secundaria). Originalmente concebida para reducir la población bacteriana. En la práctica moderna se reconoce que en todo tipo de lagunas se produce una reducción de organismos patógenos y está tendiendo a reemplazarse con el concepto de diseño de lagunas para reducción de organismos patógenos. Los términos lagunas de pulimento o lagunas de acabado tienen el mismo significado.

**3.87 Laguna facultativa**. Laguna de coloración verdosa, cuyo contenido de oxígeno varía de acuerdo con la profundidad y hora del día. En el estrato superior de una laguna facultativa primaria existe un comensalismo entre algas y bacterias en la presencia de oxígeno y en los estratos inferiores se produce una biodegradación anaeróbica de los sólidos sedimentados.

**3.88 Lechos bacterianos de contacto**. Término sinónimo de filtros biológicos o filtros percoladores.

**3.89 Lechos de secado**. Tanques de profundidad reducida con arena y grava sobre drenes, sobre los cuales se descarga lodo digerido para secado. El proceso de secado ocurre principalmente por evaporación.

**3.90 Licor mezclado**. Mezcla de lodo activado y desecho líquido, que se encuentran bajo aeración en el proceso de lodos activados.

**3.91 Lodo activado**. Lodo re circulado del fondo del sedimentador secundario al tanque de aeración en el proceso de lodos activados, que consiste principalmente de biomasa y con alguna cantidad de sólidos inorgánicos.

**3.92 Lodo activado de exceso**. Parte del lodo activado que se retira del proceso para tratamiento y disposición posterior (v. gr. espesamiento, digestión o secado).

*(Continúa)*

**3.93 Lodos activados**. Término referido al proceso de lodos activados.

**3.94 Lodo crudo**. Lodo retirado de tanques de sedimentación primaria o secundaria, que requiere tratamiento posterior (espesamiento y/o digestión).

**3.95 Lodo digerido**. Efluente del proceso de digestión aeróbica o anaeróbica que normalmente entra a procesos de deshidratación o secado de lodos.

**3.96 Manejo de aguas residuales**. Conjunto de obras de recolección, tratamiento y disposición y acciones de operación, monitoreo, control y vigilancia en relación con aguas residuales.

**3.97 Medio filtrante**. Material a través del cual pasa el agua residual con el propósito de purificación, tratamiento o acondicionamiento.

**3.98 Metales pesados**. Metales que pueden ser precipitados por el hidrógeno sulfurado en solución ácida, por ejemplo: plomo, plata, mercurio, etc.

**3.99 Mortalidad de bacterias**. Medida del decaimiento de la población bacteriana normalmente expresada por un coeficiente cinético de primer orden en unidades de $d^{-1}$.

**3.100 Muestra compuesta**. Combinación de alícuotas de muestras individuales (normalmente en 24 h) cuyo volumen parcial se determina en proporción al caudal del agua residual al momento de cada muestreo.

**3.101 Muestra puntual**. Muestra tomada al azar en un cuerpo receptor y en una hora determinada, para el examen de un parámetro que normalmente no puede preservarse (v. gr. coliformes, pH, $CO_2$, etc.)

**3.102 Muestreador automático**. Equipo que toma muestras individuales, a intervalos predeterminados, generalmente cada hora.

**3.103 Muestreo**. Colección de muestras de volumen predeterminado y con la técnica de preservación correspondiente para el parámetro que se va a analizar en el laboratorio.

**3.104 Nematodos intestinales**. Parásitos helmintos (Ascaris lumbricoides, Trichuris trichiura, Necatur americanus y Ancylostoma duodenale) que no requieren huésped intermediario, sus huevos requieren de un período latente de desarrollo antes de causar infección y su mínima dosis infectiva es un organismo. Son considerados como los organismos de mayor preocupación en cualquier esquema de reuso agrícola.

**3.105 Nutriente**. Cualquier sustancia que al ser asimilada por organismos, promueve crecimiento. En aguas residuales se refiere normalmente al nitrógeno y fósforo, pero también pueden ser otros elementos esenciales en cantidades trazas.

**3.106 Obras de llegada**. Obras en la planta de tratamiento inmediatamente después del emisario y antes de los procesos de tratamiento, por ejemplo: cámara de llegada, dispositivos de by-pass, etc.

**3.107 Oxígeno disuelto**. Concentración de oxígeno disuelto medida en un líquido, por debajo de la saturación, normalmente expresada en mg/l.

**3.108 Parásito**. Organismos protozoarios y helmintos que habitando en el intestino pueden causar enfermedades. Los helmintos pueden ser de forma plana y redonda (nematodos). Estos últimos son los de mayor significación en aguas residuales.

**3.109 Período de retención nominal**. En un proceso de tratamiento, la relación entre el volumen y el caudal. No debe confundirse con el período de retención real.

*(Continúa)*

**3.110 pH**. Logaritmo con signo negativo de la concentración de iones hidrógeno, expresado en moles por litro.

**3.111 Planta de tratamiento**. Conjunto de obras, facilidades y procesos en una planta de tratamiento de aguas residuales.

**3.112 Planta piloto**. En aguas residuales, planta de tratamiento a escala de laboratorio o técnica, que sirve para el estudio de la tratabilidad biológica de un desecho líquido o sea para la determinación de las constantes cinéticas y parámetros de diseño del proceso.

**3.113 Población equivalente**. La población estimada al relacionar la carga o volumen de un parámetro (DBO, sólidos en suspensión, caudal) al correspondiente aporte per cápita (kg DBO/(Hab.d), l/(Hab.d)).

**3.114 Porcentaje de reducción**

Ver eficiencia de tratamiento.

**3.115 Pre tratamiento**. Procesos de tratamiento localizados antes del tratamiento primario, y que puede incluir: igualación, cribado, desarenado, trituración, pre aeración, ajuste del pH y remoción de grasas.

**3.116 Proceso biológico**. Proceso en el cual la materia orgánica del desecho es asimilada por bacterias y otros microorganismos, para estabilizar el desecho e incrementar la población de microorganismos (lodos activados, filtros percoladores, digestión. etc.)

**3.117 Proceso de lodos activados**. Proceso de tratamiento de aguas residuales en el cual se somete a aeración una mezcla (licor mezclado) de lodo activado y el agua residual. El licor mezclado es sometido a sedimentación para recirculación y/o disposición del lodo activado.

**3.118 Reactor de flujo ascendente**. Proceso continuo de tratamiento anaeróbico de aguas residuales en el cual el desecho circula de abajo hacia arriba a través de un manto de lodos o filtro, para estabilización parcial de la materia orgánica. El desecho es retirado del proceso en la parte superior y normalmente se obtiene gas como subproducto del proceso.

**3.119 Requisitos de oxígeno**. Cantidad de oxígeno requerida en la estabilización aeróbica de la materia orgánica, para reproducción o síntesis celular y metabolismo endógeno.

**3.120 Re uso de aguas residuales**. Utilización de aguas residuales debidamente tratadas para un propósito específico (re uso agrícola, industrial, etc.)

**3.121 Ruteo de flujo**. Proceso de cálculo en el cual se determina el histograma de salida de un proceso de tratamiento, a partir del histograma de entrada y considerando la capacidad de embalse del mismo.

**3.122 Sedimentación final**. Ver sedimentación secundaria.

**3.123 Sedimentación primaria**. Remoción de una significante proporción de la materia orgánica en suspensión, pero poco o nada de la materia orgánica en estado coloidal o disuelto. Este proceso requiere tratamiento posterior del lodo separado, normalmente por digestión anaeróbica.

**3.124 Sedimentación secundaria**. Proceso de separación de la biomasa en suspensión producida en tratamiento biológico.

*(Continúa)*

**3.125 Sistema combinado**. Sistema de alcantarillado que recibe aguas lluvias y aguas residuales de origen doméstico y/o industrial.

**3.126 Sistema individual de tratamiento**. Sistema de tratamiento para una vivienda o número reducido de viviendas.

**3.127 Sólidos activos**. Parte de los sólidos en suspensión volátiles que representan a los microorganismos.

**3.128 SSVTA**. Sólidos en suspensión volátiles en el tanque de aeración.

**3.129 Tanque de concentración**. Tanque utilizado para concentrar o remover el agua de un lodo secundario.

**3.130 Tanque de compensación.** Tanque utilizado para almacenar y homogenizar el desecho, eliminando las descargas violentas.

**3.131 Tanque séptico**. Sistema individual de disposición de aguas residuales para una vivienda o conjunto de viviendas, que combina la sedimentación y digestión. El efluente es dispuesto por percolación en el terreno y los sólidos sedimentados y acumulados son removidos periódicamente y descargados normalmente en una facilidad de tratamiento. Este sistema no debe considerarse con un proceso de tratamiento.

**3.132 Tasa de filtración**. Velocidad de aplicación del agua residual a un filtro biológico o de una masa de sólidos al proceso de filtración al vacío.

**3.133 Tóxicos**. Elementos o compuestos químicos que al entrar en contacto con un organismo biológico, causan una respuesta adversa.

**3.134 Tratamiento avanzado**. Proceso de tratamiento físico-químico o biológico usado para alcanzar un grado de tratamiento superior al de tratamiento secundario. Puede implicar la remoción de varios parámetros como:

- Remoción de sólidos en suspensión (micro cribado, clarificación química, filtración, etc.)

- Remoción de complejos orgánicos disueltos (adsorción, oxidación química, etc.)

- Remoción de compuestos inorgánicos disueltos (destilación, electro diálisis, intercambio iónico, ósmosis inversa, precipitación química, etc.)

- Remoción de nutrientes (nitrificación desnitrificación, des gasificación del amoníaco, precipitación química, asimilación biológica, etc.)

**3.135 Tratamiento anaeróbico**. Estabilización de un desecho orgánico por acción de microorganismos en ausencia de oxígeno.

**3.136 Tratamiento biológico**. Procesos de tratamiento en los cuales se intensifica la acción de los microorganismos para estabilizar la materia orgánica presente.

**3.137 Tratamiento convencional**. Procesos de tratamiento bien conocidos y utilizados en la práctica. Generalmente se refiere a procesos de tratamiento primario o secundario. Se excluyen los procesos de tratamiento terciario o avanzado.

**3.138 Tratamiento conjunto**. Tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales en la misma planta.

*(Continúa)*

**3.139 Tratamiento de lodos**. Procesos de estabilización, acondicionamiento y deshidratación de lodos.

**3.140 Tratamiento en el terreno**. Irrigación con aguas residuales parcialmente tratadas (remoción previa de nematodos intestinales), con el fin de alcanzar una purificación adicional en el suelo y cultivos, los cuales utilizan los nutrientes del agua residual.

**3.141 Tratamiento preliminar**. (1) Acondicionamiento de un desecho antes de ser descargado en el sistema de alcantarillado. (2) Procesos de tratamiento localizados antes del tratamiento primario (desmenuzado, cribas, desarenadores, etc.)

**3.142 Tratamiento primario**. (1) Las primeras facilidades de tratamiento del agua residual en una planta, usualmente sedimentación pero no oxidación biológica. (2) La remoción de una considerable cantidad de materia en suspensión pero poco o nada de la materia en estado coloidal y disuelta. (3) Procesos de tratamiento que incluyen clarificación con o sin adición de químicos, se incluye también los procesos de tratamiento de los lodos primarios.

**3.143 Tratamiento químico**. Tratamiento de aguas residuales en el cual se aplican compuestos químicos para obtener un resultado deseado, como: precipitación , coagulación, floculación, acondicionamiento de lodos, desinfección, etc.

**3.144 Tratamiento secundario**. (1) Nivel de tratamiento por encima de tratamiento primario en donde se alcanzan eficiencias de remoción de DBO y sólidos del orden del 85%. (2) Tratamiento biológico, generalmente lodos activados o filtros biológicos, con facilidades para manejo de lodos. Se aplica también a lagunas de estabilización con un alto grado de remoción.

**3.145 Tratamiento terciario**. Término que implica tratamiento adicional al secundario y que está siendo reemplazado por tratamiento avanzado de aguas residuales.

## 4. DISPOSICIONES GENERALES

### 4.1 Objeto del tratamiento

**4.1.1** El objetivo del tratamiento es la remoción de características indeseables de las aguas residuales a un nivel igual o menor que el determinado en el grado de tratamiento, para cumplir con los requisitos de calidad del cuerpo receptor.

**4.1.2** En relación con el tratamiento de lodos, el objetivo es el mejorar la calidad de los lodos antes de su disposición final.

**4.1.3** En relación con el re uso de aguas residuales, los requisitos de calidad están dados por el tipo de reutilización a efectuarse.

### 4.2 Orientación básica

**4.2.1** Es requisito fundamental antes de proceder al diseño preliminar o definitivo de una planta de tratamiento de aguas residuales, haber realizado el estudio del cuerpo receptor y determinado el grado de tratamiento, según disposiciones que se detallan en el capítulo correspondiente de las normas.

**4.2.2** En el caso de requerirse una planta de tratamiento de aguas residuales previo al re uso agrícola, no es necesario el estudio del cuerpo receptor y el grado de tratamiento se determinará de conformidad con la calidad requerida en el efluente, para el tipo de re uso.

**4.2.3** Una vez determinado el grado de tratamiento, se distinguen tres tipos de servicios de consultoría, con las siguientes características:

*(Continúa)*

**4.2.3.1** Diseño preliminar o estudio de factibilidad, el mismo que tiene los siguientes componentes:

- Caracterización de aguas residuales domésticas.
- Caracterización de desechos industriales.
- Determinación de los caudales actuales y futuros.
- Aportes per capita actuales y futuros.
- Selección de los procesos de tratamiento.
- Pre dimensionamiento de alternativas de tratamiento.
- Factibilidad técnico-económica de las alternativas y selección de la alternativa más favorable.

**4.2.3.2** Estudios de ingeniería básica, los mismos que comprenden:

- Estudios adicionales de caracterización que sean requeridos.
- Estudios geológicos, geotécnicos y topográficos, y,
- Estudios de tratabilidad de las aguas residuales, con el uso de plantas a escala de laboratorio o piloto, cuando el caso lo amerite.

**4.2.3.3** Diseños definitivos de la planta que comprenden:

- Dimensionamiento de los procesos de tratamiento de la planta.
- Diseños hidráulico-sanitario.
- Diseños estructurales, mecánicos, eléctricos y arquitectónicos.
- Planos y memoria técnica del proyecto.
- Presupuesto referencial y fórmula de reajuste de precios.
- Especificaciones técnicas para la construcción.

**4.2.4** Según el tamaño e importancia de la instalación a diseñarse, se podrán combinar los tres últimos tipos de servicios antes mencionados teniendo en cuenta las disposiciones que se indican a continuación.

**4.2.5** En casos de sistemas de alcantarillado de diámetro reducido con descargas de fosas sépticas, se debe tener en cuenta que las aguas residuales han deteriorado en calidad. El proyectista deberá justificar debidamente los niveles de coliformes fecales, DBO y sólidos en el agua residual antes del tratamiento. En este caso se requerirá como mínimo tratamiento por lagunas de estabilización, pudiendo contemplarse otros tratamientos secundarios. Para el efecto se deben tener en cuenta las recomendaciones del numeral 4.3.10 sobre la carga adicional de lodos de las fosas sépticas en el proceso de tratamiento.

**4.3 Normas para diseños preliminares**

**4.3.1** Los estudios preliminares (o de factibilidad técnico económica) deberán realizarse en forma obligatoria para todas las ciudades con sistema de alcantarillado y una población igual o mayor a 30 000 habitantes y otras de menor tamaño que la SAPYSB considere de importancia por aspectos como: su posibilidad de crecimiento, el uso inmediato de aguas del cuerpo receptor, la presencia de descargas industriales, etc. Los estudios preliminares tocarán por lo menos los aspectos indicados en el numeral 4.2.3.1.

**4.3.2** Para la caracterización de aguas residuales domésticas se procederá, para cada descarga importante, a realizar por lo menos cinco campañas de medición y muestreo horario de 24 h de duración, con determinación de caudal y temperatura en el campo. Las campañas deben efectuarse en días diferentes. En las muestras preservadas y compuestas se procederá a la determinación de por lo menos los siguientes parámetros:

- DBO 5 días y 20 °C
- Demanda química de oxígeno
- Coliformes totales y fecales
- Parásitos (principalmente nematodos intestinales)

*(Continúa)*

- Sólidos totales y en suspensión incluyendo el componente volátil
- Nitrógeno amoniacal y orgánico

**4.3.3** Para los desechos industriales se procederá a efectuar una encuesta sobre las industrias existentes y luego a seleccionar los tipos de industrias más relevantes. Se recolectará información del catastro de industrias y se efectuará una descripción de los procesos de producción, con los respectivos flujogramas. Se efectuarán campañas de muestreo en las descargas de los procesos hasta completar el ciclo industrial total. En los procesos con descargas continuas, se efectuarán mediciones de caudal, temperatura y pH y se tomarán muestras compuestas. En los procesos con descargas cíclicas se tomarán muestras puntuales representativas. Se procederá a efectuar los análisis indicados en el numeral anterior y otros que se consideren relevantes en cada tipo de industria. La caracterización final de los desechos industriales se efectuará sumando las masas de aporte de contaminantes en cada uno de los procesos industriales. Los resultados se reportarán en términos de concentraciones, volumen y masa de los contaminantes por masa o unidad de producto de cada una de las industrias consideradas.

**4.3.4** Se efectuará un análisis estadístico de los datos generados y en caso de resultar no representativos, se procederá a ampliar las campañas de caracterización.

**4.3.5** Para la determinación del caudal de las descargas se efectuarán por lo menos diez campañas de medición horaria durante las 24 h del día y en días que se consideren representativos. Con esos datos se procederá a determinar los caudales medio y máximo horario representativos de cada descarga y el factor de mayoración correspondiente. Los caudales se relacionarán con la población de aporte de cada descarga para determinar los correspondientes aportes 11de agua residual per capita. En caso de existir descargas industriales dentro del sistema de alcantarillado, se calcularán los caudales domésticos e industriales por separado. De ser posible se efectuarán mediciones para determinar la cantidad de agua de infiltración al sistema de alcantarillado.

**4.3.6** En el caso de sistemas nuevos se determinará el caudal medio de diseño a base de la dotación de agua potable multiplicada por la población y un factor entre 0,75 y 0,8 más los caudales de infiltración, de aguas ilícitas y de aportaciones institucionales e industriales.

**4.3.7** Para comunidades sin sistema de alcantarillado, la determinación de las características debe efectuarse primero calculando las masas de los parámetros más importantes, a partir de los aportes per capita según se indica en la tabla X.1.

*(Continúa)*

**TABLA 1. Aportes per capita para aguas residuales domésticas**

| PARÁMETRO | | INTERVALO | VALOR SUGERIDO |
|---|---|---|---|
| DBO 5 días, 20 °C, g/(Hab.d) | (1) | 36 – 78 | 50 |
| Sólidos en suspensión, g/(Hab.d) | | 60 – 115 | 90 |
| $NH_3$-N como N, g/(Hab.d) | | 7.4 – 11 | 8.4 |
| N Kjeldahl total como N, g/(Hab.d) | | 9.3 – 13.7 | 12.0 |
| Coliformes totales, NMP/(Hab.d) | (2) | $2 \times 10^8 – 2 \times 10^{11}$ | $2 \times 10^{11}$ |
| Salmonella Sp., #/(Hab.d) | (3) | | $10^8$ |
| Nematodos intestinales, #/(Hab.d) | (4) | | $4 \times 10^{11}$ |

(1) Intervalo para datos con aguas grises y excretas.
(2) Asumiendo una contribución de materia fecal de 200 g/(hab.d) y un intervalo de concentraciones entre $1x10^6$ y $1x10^9$ coliformes fecales por gramo de heces (peso húmedo).
(3) Para una persona infectada y asumiendo una prevalencia de infección del 7%, una concentración de Salmonella de $1x10^6$ por gramo de heces y un aporte diario de material fecal de 150 g por persona.
(4) Para una persona infectada y asumiendo una prevalencia de infección del 60% para Ascaris Sp. y Trichuris Sp., un contenido de $1x10^4$ y 20 organismos por gramo de heces, para los dos organismos indicados. Incluye además una prevalencia asumida del 40% para Anquilostoma, un contenido de 800 organismos por gramo de heces fecales. En las cifras anteriores se ha considerado un aporte diario de materia fecal de 150 g por persona.

- Los valores indicados en la tabla anterior (exceptuando los organismos) corresponden a contribuciones per capita medidos en comunidades cuyas aguas residuales tienen tanto el componente de las excretas (materia fecal y orina), como los aportes del agua gris (agua residual doméstica que no contiene excretas). Se debe advertir al lector que la bibliografía técnica ha reportado valores de contribuciones per capita para países en desarrollo, mucho menores que los indicados. Esto se debe a que las mediciones han sido efectuadas en comunidades que no descargan las aguas grises conjuntamente con las excretas. Por esto es conveniente que cuando se realicen las mediciones y muestreos para caracterización, se determine también la forma de disposición de las aguas grises en la comunidad. Cuando suceda que la comunidad disponga las aguas grises en forma separada que las excretas, es conveniente para propósitos de diseño asumir que el estándar de vida de la comunidad mejorará durante el transcurso del período del proyecto y que algunos o todos los componentes de las aguas grises se incorporarán al sistema de alcantarillado.

- De un análisis de datos de la bibliografía se concluye que las diferencias de valores de aportes per capita para países industrializados y en desarrollo, se debe a la ausencia de los componentes de las aguas grises. En realidad para el parámetro de DBO y considerando las diferencias de aporte de material fecal y DBO, el aporte per capita de DBO correspondiente a la parte de las excretas (materia fecal y orina) aparece ligeramente más alto para una comunidad ubicada en un país en desarrollo que para una comunidad industrializada.

*(Continúa)*

- El cuadro que se presenta a continuación contiene un conjunto de valores para todos los componentes de aguas residuales domésticas, de donde se puede determinar que en términos de DBO, las excretas y las aguas grises contribuyen con masas similares. Sin embargo en relación con el contenido de coliformes fecales, las aguas grises presentan valores entre cuatro y cinco órdenes de magnitud más bajas que las excretas, de modo que pueden despreciarse para propósitos prácticos.

**TABLA 2 . Aportes per capita de los diferentes componentes del agua residual doméstica**

| COMPONENTE | DBO | | DQO | | $NH_3$-N | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | g/(Hab.d) | % | g/(Hab.d) | % | g/(Hab.d) | % |
| Aguas grises | 25,15 | 52 | 51,63 | 43 | 0,442 | 13,5 |
| Lavadero de cocina | 9,2 | 19 | 18,8 | 16 | 0,074 | 2,3 |
| Baño | 6,18 | 13 | 9,08 | 8 | 0,043 | 1,3 |
| Lavabo de baño | 1,86 | 4 | 3,25 | 2 | 0,009 | 0,3 |
| Lavado de ropa | 7,9 | 16 | 20,30 | 17 | 316 | 9,8 |
| Excretas | 23,54 | 48 | 67,78 | 57 | 2,78 | 86,5 |
| Contribución total | 48,69 | 100 | 119,41 | 100 | 3,22 | 100 |

**4.3.8** Se debe tener cuidado en interpretar y seleccionar las concentraciones de bacterias en el agua residual. En muchos casos las muestras son tomadas de sistemas de alcantarillado combinado y se presentan valores más altos que los esperados por efecto de la multiplicación de bacterias en depósitos de lodo orgánico. Para el efecto se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El contenido de coliformes fecales en la materia fecal varía entre $10^6$ y $10^8$ por gramo de heces fecales (peso húmedo).

- El aporte de materia fecal varía entre 100 g y 400 g por persona, con un intervalo entre 150 y 250 para áreas urbanas. El último valor corresponde a un país en desarrollo, en donde por efecto del tipo de dieta con una mayor cantidad de carbohidratos y fibra, se tienen mayores cantidades.

- La máxima concentración de coliformes fecales en aguas residuales puede determinarse considerando un aporte bajo de aguas residuales, del orden de 100 l/(Hab.d), un alto aporte de material fecal de 400 g/(Hab.d) y la concentración más alta de $10^9$ de coliformes fecales por gramo de material fecal. Con estos datos se calcula una concentración máxima de 4 x $10^8$ coliformes fecales por 100 ml.

**4.3.9** En las comunidades en donde se han realizado muestreos, se relacionarán las masas de contaminantes de DBO, sólidos en suspensión y nutrientes con las poblaciones contribuyentes, para determinar los aportes per capita de los parámetros indicados. Los aportes per capita doméstico e industrial se calcularán por separado.

**4.3.10** En ciudades en donde existen sistemas de disposición de excretas individuales como es el caso de tanques sépticos, se evaluará el volumen y masa de los diferentes parámetros del lodo de tanques sépticos que pueda ser descargado a la planta de tratamiento de aguas residuales. Esta carga adicional será contabilizada para el diseño de los procesos en la siguiente forma:

- Para sistemas de lagunas de estabilización y zanjas de oxidación, la descarga será aceptada a la entrada de la planta.

*(Continúa)*

- Para otros tipos de plantas con procesos de tratamiento de lodos, la descarga será aceptada a la entrada del proceso de digestión o en los lechos de secado.

**4.3.11** Con la información recolectada se procederá a determinar las bases de diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales. Para el efecto se considerará un horizonte de diseño (período de diseño) entre 20 y 30 años, el mismo que será debidamente justificado ante la SAPYSB. Las bases de diseño consisten en determinar para condiciones actuales, futuras (final del período de diseño) e intermedias (cada cinco años) los valores de los siguientes parámetros:

- Población total y servida por el sistema
- Caudales medios de origen doméstico, industrial y de infiltración al sistema de alcantarillado
- Caudales máximo y mínimo horarios
- Aportes per capita de aguas residuales domésticas
- Aportes per capita de: DBO, nitrógeno y sólidos en suspensión
- Masas de descarga de contaminantes como: DBO, nitrógeno y sólidos
- Concentraciones de contaminantes como: DBO, DQO, sólidos en suspensión y coliformes, en el agua residual

**4.3.12** El caudal medio de diseño se determinará sumando el caudal promedio de aguas servidas domésticas, más el caudal de efluentes industriales admitidos al sistema de alcantarillado y el caudal medio de infiltración. El caudal de aguas pluviales ilícitas no será considerado para este caso, debido a su naturaleza periódica.

**4.3.13** Una vez determinado el grado de tratamiento, se procederá a la selección de los procesos de tratamiento para las aguas residuales y lodos. Se dará especial consideración a la remoción de parásitos intestinales de las aguas residuales, en caso de requerirse. Se seleccionarán procesos que puedan ser construidos y mantenidos sin mayor dificultad, reduciendo al mínimo la mecanización y automatización de las unidades y evitando al máximo la importación de partes y equipos.

**4.3.14** Para la selección de los procesos de tratamiento de las aguas residuales se usará como guía los valores de la tabla X.3, en la cual se presenta bajo la columna de helminto, la remoción de huevos de nematodos intestinales de los diferentes procesos, en unidades de ciclos logarítmicos (base 10):

**TABLA 3. Procesos de tratamiento y grados de remoción**

| **PROCESO DE TRATAMIENTO** | **REMOCIÓN, %** | | **REM., ciclos log $_{10}$** | |
|---|---|---|---|---|
| | **DBO** | **Sólidos Suspendidos** | **Bacteria** | **Helminto** |
| Sedimentación primaria | 25 – 40 | 40 – 70 | 0 – 1 | 0 – 1 |
| Lodos activados (a) | 55 – 95 | 55 – 95 | 0 – 2 | 0 – 1 |
| Filtros percoladores (a) | 50 – 95 | 50 – 92 | 0 – 2 | 0 – 1 |
| Lagunas aireadas (b) | 80 – 90 | (c) | 1 – 2 | 0 – 1 |
| Zanjas de oxidación (d) | 90 – 98 | 80 – 95 | 1 – 2 | 0 – 1 |
| Lagunas de estabilización (e) | 70 – 85 | (c) | 1 – 6 | 1 – 4 |

(a) Precedidos y seguidos de sedimentación
(b) Incluye laguna secundaria
(c) Dependiente del tipo de lagunas
(d) Seguidas de sedimentación
(e) Dependiendo del número de lagunas y otros factores como: temperatura, período de retención y formas.

*(Continúa)*

**4.3.15** Una vez seleccionados los procesos de tratamiento para las aguas residuales y lodos, se procederá al pre dimensionamiento de alternativas, utilizando parámetros de diseño. En esta etapa se determinará el número de unidades de los procesos a ser construidas en las diferentes fases de implementación y otras facilidades de la planta de tratamiento, como: tuberías, canales de interconexión, edificaciones para operación y control, arreglos exteriores, etc. En igual forma se determinarán rubros de operación y mantenimiento, como consumo de energía y personal necesario, para las diferentes fases.

**4.3.16** En el estudio de factibilidad técnico-económica se analizarán las diferentes alternativas en relación con el tipo de tecnología, necesidad de personal especializado para la operación, confiabilidad en condiciones de mantenimiento correctivo y situaciones de emergencia. Para el análisis económico se ensamblarán los costos directos, indirectos y de operación y mantenimiento de las alternativas, para su análisis de acuerdo con un método de comparación apropiado. En caso de ser requerido, se determinará en forma aproximada el orden de magnitud de las tarifas por concepto de tratamiento. Con la información antes indicada se procederá a la selección de la alternativa más favorable.

**4.4 Normas para estudios de ingeniería básica**

**4.4.1** El propósito de los estudios de ingeniería básica es desarrollar información adicional para que los diseños definitivos puedan concebirse con un mayor grado de seguridad. Entre los trabajos que se pueden realizar a este nivel se encuentran:

**4.4.2** Estudios adicionales de caracterización de las aguas residuales o desechos industriales que puedan requerirse, para desarrollar datos que tengan un mejor grado de confianza. En estos estudios se deben realizar evaluaciones adicionales en industrias que en el proceso hayan introducido cambios y mejoras en la tecnología del proceso industrial o la recuperación y reciclaje de subproductos.

**4.4.3** Estudios geológicos y geotécnicos que son necesariamente requeridos para los diseños de cimentaciones de las diferentes unidades de la planta de tratamiento. Los estudios de mecánica de suelos son de particular importancia en el diseño de sistemas de lagunas de estabilización, específicamente para el diseño de los diques, impermeabilización de fondo y movimiento de tierras en general.

**4.4.4** De mayor importancia, sobre todo para ciudades de gran tamaño y con procesos de tratamiento biológico, son los estudios de tratabilidad, para una o varias de las descargas de aguas residuales domésticas o industriales.

**4.4.4.1** La finalidad de los estudios de tratabilidad biológica es determinar en forma experimental el comportamiento de la biomasa que llevará a cabo el trabajo de biodegradación de la materia orgánica, frente a diferentes condiciones climáticas y de alimentación. En algunas circunstancias se tratará de determinar el comportamiento del proceso de tratamiento, frente a substancias inhibidoras o tóxicas. Los resultados más importantes de estos estudios son:

- Las constantes cinéticas de biodegradación y mortalidad de bacterias.
- Los requisitos de energía (oxígeno) del proceso.
- La cantidad de biomasa producida, la misma que debe tratarse y disponerse posteriormente y,
- Las condiciones ambientales de diseño de los diferentes procesos.

**4.4.4.2** Estos deben llevarse a cabo obligatoriamente para ciudades con una población actual por encima de los 30000 habitantes y otras de menor tamaño que la SAPYSB considere de importancia por aspectos como: su posibilidad de crecimiento, el uso inmediato de aguas del cuerpo receptor, la presencia de descargas industriales, etc. En la misma forma se deberán llevar a cabo para desechos de industrias que por su tamaño y naturaleza del desecho sean importantes y vayan a realizar tratamientos individuales.

*(Continúa)*

**4.4.4.3** Los estudios de tratabilidad podrán llevarse a cabo en plantas a escala de laboratorio, con una capacidad de alrededor de 40 l/d o plantas a escala piloto con una capacidad de alrededor de 40 $m^3$/d a 60 $m^3$/d. El tipo, tamaño y secuencia de los estudios se determinarán de acuerdo con las condiciones específicas del desecho.

**4.4.4.4** Para los procesos de lodos activados, incluyendo las zanjas de oxidación y lagunas aireadas, se establecerán, por lo menos tres condiciones de operación de edad de lodo a fin de cubrir un intervalo de valores entre las condiciones iniciales a finales de operación. En estos estudios se efectuarán todas las mediciones y determinaciones necesarias para validar los resultados con balances adecuados de energía (oxígeno) y nutrientes.

**4.4.4.5** Para los procesos de filtros biológicos se establecerán por lo menos tres condiciones de operación de carga orgánica volumétrica para el mismo criterio anteriormente indicado.

**4.4.4.6** La tratabilidad para lagunas de estabilización se efectuará en una laguna cercana, en caso de existir. Se calibrará el modelo de temperaturas y se procesarán los datos meteorológicos de la estación más cercana, para simulación de temperaturas. Adicionalmente se determinará, en forma experimental, el coeficiente de mortalidad de coliformes fecales.

**4.4.4.7** Para desechos industriales, se determinará el tipo de tratabilidad biológica o físico-química que sea requerida de acuerdo con la naturaleza del desecho.

**4.4.4.8** Cuando se considere conveniente se realizarán en forma adicional, estudios de tratabilidad inorgánica para desarrollar criterios de diseño de otros procesos, como por ejemplo:

- Ensayos de sedimentación en columnas para diseño de sedimentación primaria;
- Ensayos de sedimentación y espesamiento para diseño de sedimentadores secundarios;
- Ensayos de dosificación química para neutralización;
- Pruebas de jarras para tratamiento físico-químico; y,
- Ensayos de tratabilidad para varias concentraciones de desechos peligrosos.

## 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS PARA DISEÑOS DEFINITIVOS

### 5.1 ASPECTOS GENERALES

**5.1.1** En ningún caso se diseñará la descarga de desechos crudos a un cuerpo receptor. El tratamiento mínimo que deberán recibir las aguas residuales domésticas antes de su descarga a ríos es lagunas de estabilización y en caso de ser más económico, tratamiento primario. Para las aguas residuales con disposición submarina o subfluvial el tratamiento mínimo será la remoción de sólidos flotantes.

**5.1.2** En el caso de ciudades cuyo sistema de intercepción de aguas residuales tiene reboses del alcantarillado combinado, el diseño del sistema de tratamiento deberá ser sujeto de un cuidadoso análisis para justificar el dimensionamiento de los procesos de la planta para condiciones por encima del promedio, sin embargo, el caudal de diseño de las obras de llegada y tratamientos preliminares será el máximo horario.

**5.1.2.1** En caso de que el emisario final haya sido dimensionado para condiciones superiores al máximo horario (v. gr.>2,5 a 3 veces el caudal a tiempo seco), se considerará la posibilidad de almacenamiento del exceso en el sistema de intercepción o en estanques abiertos, para su tratamiento en períodos de bajo caudal o su descarga controlada al cuerpo receptor. En todo caso se determinará la influencia del caudal durante los períodos de lluvia, en los procesos de tratamiento.

**5.1.2.2** En el caso de requerirse tratamiento, se determinará el tiempo de utilidad del tratamiento (en h por año) y se considerarán opciones de tratamiento como:

*(Continúa)*

- Reducción de sólidos y bacterias en lagunas de almacenamiento;
- Tratamiento primario para todo el caudal interceptado; y,
- Tratamiento secundario parcial.

**5.1.2.3** En el caso de ríos de alta montaña (con velocidades superiores a 0,5 m/s) en donde se considere limitado el uso del agua del cuerpo receptor en tiempo húmedo, con períodos de lluvia anual menores a 50 h al año y existiendo reboses del alcantarillado combinado, se podrá considerar un rebose adicional del caudal de exceso a la entrada de la planta de tratamiento.

**5.1.3** Para el diseño definitivo de la planta de tratamiento se recogerá la siguiente información básica:

- Levantamiento topográfico detallado de la zona en donde se ubicarán las unidades de tratamiento.
- Estudios de desarrollo urbano y/o agrícola que puedan existir en la zona escogida para el tratamiento.
- Datos geológicos y geotécnicos necesarios para el diseño estructural y de las unidades, incluyendo datos sobre el nivel freático.
- Datos hidrológicos del cuerpo receptor, incluyendo niveles máximos de inundación, para posibles obras de protección.
- Datos climáticos de la zona.
- Disponibilidad y confiabilidad del servicio de energía eléctrica.

**5.1.4** El producto del diseño definitivo de una planta de tratamiento de aguas residuales consistirá en una serie de planos y documentos. El juego de planos del proyecto deberá contener por lo menos lo siguiente:

- Planimetría general de la obra, ubicación y planos de replanteo.
- Diseños hidráulico-sanitarios de todos los procesos e interconexiones entre procesos, los cuales comprenden planos, perfiles y demás detalles constructivos.
- Planos estructurales, mecánicos, eléctricos y arquitectónicos.
- Planos de obras generales como: obras de protección, caminos, arreglos interiores, etc.

**5.1.5** Los documentos a presentarse comprenden:

- Memoria técnica del proyecto, la misma que debe incluir el dimensionamiento de los procesos de tratamiento de la planta, el presupuesto referencial y fórmula de reajuste de precios.

- Las especificaciones técnicas para la construcción.

- La presentación de un manual preliminar de operación y mantenimiento será obligatoria para las plantas convencionales que requieran operadores calificados. En este documento se presentará:

- Una descripción de los procedimientos de recepción de la obra y puesta en operación inicial.

- Una descripción de los procesos de tratamiento y de sus procedimientos de operación.

- Una descripción de las obras de protección de la planta.

- El dimensionamiento del personal administrativo y de operación y mantenimiento que se requiera, con sus calificaciones y entrenamiento mínimos.

- La descripción de la operación de rutina de los procesos de la planta, la misma que incluye un plan de mediciones, registros de datos de campo y análisis que se requiera para un adecuado control de los procesos de tratamiento. En la misma forma se deben describir acciones de evaluación intensiva en los procesos y esporádicas para control de desechos industriales.

- La descripción de la operación de la planta en condiciones de emergencia y,

*(Continúa)*

- La descripción de acciones de mantenimiento preventivo de las instalaciones de obra civil y equipos mecánicos, eléctricos e instrumental.

- La presentación de cuadernos detallados de cálculo es opcional, dependiendo del criterio de la entidad contratante.

**5.2 Obras de llegada**

**5.2.1** Las obras de llegada a la planta de tratamiento son el conjunto de facilidades ubicadas entre el punto de llegada del interceptor y los procesos de tratamiento preliminar. En términos generales dichas obras deben dimensionarse para el caudal máximo instantáneo del interceptor y comprobarse para que no exista septicidad (períodos de retención mayores a 4 h) en condiciones de funcionamiento correspondiente a los caudales mínimos del primer año de operación.

**5.2.2** Se deberá proyectar un cajón de llegada del interceptor con facilidades para romper la presión de llegada y uniformizar velocidades.

**5.2.3** Inmediatamente después del cajón de llegada se ubicarán las facilidades de by-pass de la planta. La existencia, tamaño y condiciones de diseño de estas facilidades serán debidamente justificadas teniendo en cuenta los tipos de procesos de la planta y sobre todo el funcionamiento en condiciones de mantenimiento correctivo de uno o varios de los procesos. Para lagunas de estabilización se podrán proyectar estas facilidades para los períodos de secado y remoción de lodos en las lagunas primarias, los mismos que tienen una duración no mayor a tres meses.

**5.2.4** La ubicación de la estación de bombeo (en caso de existir) dependerá del tipo de la misma. Para el caso de bombas tipo tornillo, ésta puede estar colocada antes del tratamiento preliminar, precedida de cribas gruesas con una abertura menor al paso de rosca. Para el caso de bombas centrífugas sin desintegrador, la estación de bombeo deberá localizarse después del proceso de cribado.

**5.2.5** El fondo del canal de las obras de llegada es generalmente de 10 cm a 15 cm más bajo que la solera del emisario.

**5.3 Tratamientos preliminares**

**5.3.1** Las unidades de tratamiento preliminar que se pueden utilizar en el tratamiento de aguas residuales son: cribas medias, desarenadores, desengrasadores, medidor y repartidores de caudal.

**5.3.2** En estas unidades se evitará al máximo el uso de dispositivos mecanizados como trituradores y desintegradores.

**5.3.3 Cribas**

**5.3.3.1** Las cribas tienen la finalidad de proteger las bombas y otras unidades de la planta contra el atascamiento por sólidos gruesos y material fibroso. Aún en los procesos de pretratamiento y de tratamiento más simples como las lagunas, son indispensables para impedir la obstrucción de vertederos, facilidades de división de flujo y la formación de natas, de modo que deben utilizarse en toda planta de tratamiento.

**5.3.3.2** Se diseñarán preferiblemente cribas de limpieza manual, cuando las cantidades de material cribado sean manejables por dos turnos de cuadrillas de dos operadores. En este caso se diseñarán las facilidades necesarias para una operación adecuada y segura, como:

- Una plataforma de operación y drenaje del material cribado con barandas de seguridad.
- Iluminación para operación durante la noche.
- Almacenamiento temporal del material cribado durante por lo menos dos días.

*(Continúa)*

- Disposición final del material cribado que debe ser enterrado y cubierto con una capa de tierra de por lo menos 0,2 m.
- Las compuertas y/o vertederos que sean necesarios para poner fuera de funcionamiento (en seco) cualquiera de las unidades.

**5.3.3.3** El diseño de los canales se efectuará para las condiciones de caudal máximo horario, pudiendo considerarse las siguientes alternativas:

- Tres canales de igual dimensión, de los cuales dos tendrán cribas y el uno servirá de by-pass en caso de emergencia o mantenimiento correctivo. En este caso dos de los tres canales tendrán la capacidad para conducir el máximo horario.

- Dos canales con cribas dimensionados para el caudal máximo horario del final del período de diseño, pasando por una sola unidad. En este caso se asume que una de las unidades está fuera de operación.

**5.3.3.4** Para el diseño de las cribas de rejas se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones:

a) Se utilizarán barras de sección rectangular de 5 mm a 15 mm de espesor por 30 mm a 75 mm. En general las cribas de rejas gruesas tienen una sección mínima de 6 mm x 40 mm y máxima de 13 mm x 60 mm. Las dimensiones a escogerse dependen de la longitud de las barras y del mecanismo de limpieza.

b) El espaciamiento entre barras varía entre 25 mm y 50 mm. Para ciudades con un sistema inadecuado de recolección de basura se recomienda un espaciamiento no mayor a 25 mm debido a que se arroja una gran cantidad de basura al sistema de alcantarillado.

c) Las dimensiones y espaciamiento entre barras se escogerán de modo que la velocidad del canal antes de y a través de las barras sea adecuada. La velocidad a través de las barras limpias debe mantenerse entre 0,4 m/s y 0,75 m/s (basado en el caudal medio). Las velocidades deben determinarse para los caudales mínimo, medio y máximo.

d) Determinadas las dimensiones se procederá a calcular la velocidad del canal antes de las barras, la misma que debe mantenerse entre 0,3 m/s y 0,6 m/s, siendo 0,45 m/s un valor comúnmente utilizado.

e) Para la determinación del perfil hidraúlico se calculará (usando una de las correlaciones comúnmente aceptadas) la pérdida de carga a través de las cribas, para condiciones de caudal medio y 50% del área obstruida. La profundidad de flujo en el canal antes de las cribas y el borde libre se comprobarán para condiciones de caudal máximo y 50% del área de cribas obstruida.

f) El ángulo de inclinación de las barras será entre 44 y 60 grados con respecto a la horizontal.

g) En general la cantidad de material retenido en las cribas con aberturas del orden de 25 mm está comprendido entre 0,015 y 0,03 litros por $m^3$ de agua residual. Para otras aberturas se determinará la cantidad de material cribado de acuerdo con la tabla que se indica a continuación:

**TABLA 4. Material cribado retenido según aberturas de cribas**

| ABERTURA, mm | CANTIDAD $l/m^3$ |
|---|---|
| 20 | 0.038 |
| 25 | 0.023 |
| 35 | 0.012 |
| 40 | 0.009 |

h) Para facilitar la instalación y el mantenimiento en las cribas de limpieza manual, las rejas serán instaladas en guías laterales con perfiles metálicos en U, descansando en el fondo sobre un perfil L o sobre un tope formado por una pequeña grada de hormigón.

**5.3.4 Desengrasadores**

**5.3.4.1** Los desengrasadores son tanques de permanencia corta en los cuales se permite flotar a la superficie las partículas con gravedad específica menor que la del agua. Estos tanques se deben usar en los casos de presencia de desechos industriales con grandes cantidades de aceites y grasas.

**5.3.4.2** Para la remoción de aceites animales o minerales (hidrocarburos), con una densidad de alrededor de 0,8 kg/l, se debe proveer una permanencia de 3 min en las pequeñas unidades (de hasta 10 l/s), de 4 min en las unidades de tamaño mediano (de 10 l/s a 20 l/s) y de 5 min en las unidades de mayor tamaño.

**5.3.4.3** La carga superficial recomendada es de 4 l/(s.m$^2$) y el área se determina para el caudal máximo horario.

**5.3.4.4** Los desengrasadores son generalmente de forma rectangular, con una relación largo/ancho de 1,8 a 1. En muchos casos se emplea el diseño con un ancho creciente hacia la salida y el fondo debe ser inclinado hacia la salida, para evitar la acumulación de arena.

**5.3.4.5** En el caso de desechos de la industria del petróleo se podrán considerar los desengrasadores tipo API (American Petroleum Institute) con aire comprimido, para lo cual los criterios de diseño serán debidamente justificados ante la SAPYSB.

**5.3.5 Desarenadores**

**5.3.5.1** Se proyectarán desarenadores con la finalidad de proteger a las unidades que están aguas abajo contra la acumulación de arena, detritos y otros materiales inertes y también a las bombas contra desgaste. La inclusión de desarenadores es obligatoria en las plantas que tienen sedimentadores y digestores. Para sistemas de lagunas de estabilización el uso de desarenadores es opcional y podrán no ser empleados, dejando espacio adicional para la acumulación de arena en el fondo.

**5.3.5.2** Los desarenadores serán preferiblemente de limpieza manual, sin incorporar mecanismos, excepto en el caso de desarenadores para instalaciones grandes. Según el mecanismo de remoción los desarenadores pueden ser a gravedad y de flujo helicoidal. Los primeros a su vez son de flujo horizontal y pueden ser diseñados como canales de forma alargada o de sección cuadrada.

**5.3.5.3** Los desarenadores de flujo horizontal serán diseñados para remover partículas de diámetro medio igual o superior a 0,2 mm. Para el efecto se debe tratar de controlar y mantener la velocidad del flujo alrededor de 0,3 m/s con una tolerancia del (+/-) 20%. La tasa de aplicación puede estar entre 25 m$^3$/(m$^2$.h) y 50 m$^3$/(m$^2$.h), con un promedio recomendado de 40, basado en el caudal máximo horario húmedo. La relación entre el largo y la altura de agua debe ser como mínimo 25. La altura de agua y borde libre debe comprobarse para el caudal máximo horario.

**5.3.5.4** El control de la velocidad para diferentes tirantes de agua se efectuará con la instalación de un vertedero a la salida del desarenador. Este puede ser del tipo proporcional (sutro), trapezoidal o una canaleta para medición de flujo (parshall o palmer bowlus).

**5.3.5.5** Se deben proveer dos unidades como mínimo. La velocidad debe comprobarse para el caudal medio y diseñarse varias unidades según sea necesario.

**5.3.5.6** Para desarenadores de limpieza manual se deben incluir las facilidades necesarias (compuertas) para poner fuera de funcionamiento cualquiera de las unidades. Las dimensiones de la parte destinada al depósito de arena deben ser determinadas en función de la cantidad prevista de material y la frecuencia de limpieza deseada (semanal, quincenal o mensual).

*(Continúa)*

**5.3.5.7** Los desarenadores de limpieza hidráulica no son recomendables a menos que se diseñen facilidades adicionales para el secado de la arena (estanques o lagunas).

**5.3.5.8** Para el diseño de desarenadores de flujo helicoidal (o Geiger), los parámetros de diseño serán debidamente justificados ante la SAPYSB.

**5.3.6 Medidor y repartidores de caudal**

**5.3.6.1** Después de las cribas y desarenadores se debe incluir en forma obligatoria un medidor de caudal en canal abierto, pudiendo ser del tipo Parshal o Palmer Bowlus. El propósito de esta facilidad es proveer datos históricos sobre el caudal y sus variaciones, para desarrollar criterios de diseño para futuras ampliaciones y para evaluación del funcionamiento de los procesos de tratamiento. No se recomienda la instalación de vertederos, ya que se llenan de arena y obstruyen con material flotante.

**5.3.6.2** El medidor de caudal debe incluir facilidades para la instalación de un limnígrafo, recomendándose el de acción mecánica, con cuerda o mecanismo de relojería. Este mecanismo debe estar instalado en una caseta debidamente protegido.

**5.3.6.3** Las estructuras de repartición de caudal deben permitir la distribución de los caudales (considerando todas sus variaciones) en varias partes, en el caso de tratamiento convencional y en proporción a las áreas de las unidades primarias, en el caso de lagunas de estabilización. En general estas facilidades no deben permitir la acumulación de arena. Los repartidores pueden ser de los siguientes tipos:

- Vertedero con contracciones o vertedero sumergido, para el caso de instalaciones permanentes.

- Cámara de repartición de entrada central hacia arriba, con vertederos circular o cuadrado. Este tipo de facilidad tiene la ventaja de permitir el desvío de caudal de una de las unidades (con la instalación de compuertas manuales), durante condiciones de mantenimiento correctivo.

- Repartidor con tabiques en régimen crítico, el mismo que se halla ubicado en canales.

**5.3.6.4** Para las facilidades antes indicadas se procederá al diseño para condiciones de caudal máximo, comprobando su funcionamiento para las condiciones de caudal mínimo al inicio de la operación.

**5.4 Tratamiento primario**

**5.4.1 Generalidades**

**5.4.1.1** El objetivo del tratamiento primario es la remoción de sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, para disminuir la carga del tratamiento biológico, en caso de ser necesario. Los sólidos removidos en el proceso tienen que ser procesados antes de su disposición final, siendo los más usados los procesos de digestión anaeróbica y lechos de secado.

**5.4.1.2** Los procesos de tratamiento primarios para las aguas residuales pueden ser: tanques Imhoff, tanques de sedimentación y tanques de flotación.

**5.4.2 Tanques Imhoff**

**5.4.2.1** Son tanques de sedimentación primaria en los cuales se incorpora la digestión de lodos en un compartimiento localizado en la parte inferior.

**5.4.2.2** Para el diseño de la zona de sedimentación se considerará un volumen mínimo de 1 500 litros, utilizando los siguientes criterios:

*(Continúa)*

a) Se determinará el área requerida para el proceso con una carga superficial de 1 $m^3/(m^2.h)$.

b) El período de retención nominal será entre 1 h a 1,5 h. Del producto de la carga superficial y el período de retención se obtendrá la profundidad.

c) Alternativamente se dimensionará la cámara de decantación con una tasa de 30 litros por habitante.

d) El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados, hacia la arista central será del 67% al 80%.

e) En la arista central se dejará una abertura para el paso de los sólidos de 0,15 m a 0,2 m.

f) El borde libre será entre 0,3 m a 0,6 m.

g) Las estructuras de entrada y salida, así como otros parámetros de diseño serán los mismos que para los sedimentadores rectangulares convencionales.

**5.4.2.3** Para el diseño del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (zona de digestión) se considerará un volumen mínimo de 3 000 litros, utilizando los siguientes criterios:

a) El compartimiento será dimensionado para almacenar lodos durante un período de 60 d, al cabo del cual se considera completa la digestión. Para el efecto se determinará la cantidad de sólidos en suspensión removida, en forma similar que para un sedimentador primario. El volumen se determinará considerando la destrucción del 50% de sólidos volátiles, con una densidad de 1,05 kg/l y un contenido promedio de sólidos del 12,5% (al peso).

b) Alternativamente se determinará el volumen del compartimiento de lodos considerando un espacio de 60 litros por habitante.

c) El fondo del compartimiento tendrá la forma de un tronco de pirámide, cuyas paredes tendrán una inclinación de 30° a 45° con respecto a la horizontal.

**5.4.2.4** Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas) se considerará un volumen mínimo de 1 500 litros, usando los siguientes criterios:

a) El espaciamiento libre será de 0,6 m como mínimo.

b) La superficie libre total será por lo menos 20% y preferiblemente 30% del área total del compartimiento de digestión.

c) Alternativamente se determinará el volumen de la zona de espumas usando una tasa de 30 litros por habitante.

**5.4.2.5** Las facilidades para remoción de lodos digeridos deben ser diseñadas en forma similar que para sedimentadores primarios, considerando que los lodos son retirados para secado en forma intermitente. Para el efecto se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

a) El diámetro mínimo de las tuberías de remoción de lodos será de 20 cm.
b) La tubería de remoción de lodos debe estar 15 cm. por encima del fondo del tanque.
c) Para remoción hidraúlica del lodo se requiere por lo menos una carga hidrostática de 1,5 m.

**5.4.2.6** Para dimensionamiento de tanques Imhoff circulares, pueden considerarse las siguientes recomendaciones en lo que tienen relación con el diámetro:

*(Continúa)*

**TABLA 5. Recomendaciones para dimensionamiento de tanques Imhoff**

| POBLACIÓN CONTRIBUYENTE hab | DIÁMETRO m |
|---|---|
| 250 | 2,5 – 3,5 |
| 500 | 3 – 4 |
| 750 | 3,5 – 4,5 |
| 1000 | 4 – 5 |
| 1500 | 5 – 6 |
| 2000 | 6 – 7 |
| 2500 | 7 - 8 |

**5.4.3 Tanques de sedimentación**

**5.4.3.1** Los tanques de sedimentación pequeños deben ser proyectados sin equipos mecánicos. La forma de ellos puede ser rectangular (con varias tolvas de lodos) y circular o cuadrado (con un diámetro máximo de 3,6 m y una tolva de lodos central, como en el caso de los sedimentadores tipo Dortmund). En estos casos la inclinación de las paredes de las tolvas de lodos será de por lo menos 60° con respecto a la horizontal. La remoción de lodos es por lo general hidrostática y no requiere de equipos. Los parámetros de diseño son similares a los de sedimentadores con equipos.

**5.4.3.2** El uso de tanques de sedimentación convencionales implica la utilización de equipos mecánicos caros para barrido de lodos y transporte a los procesos de digestión y secado, por lo cual se debe tener en cuenta el costo de todas estas facilidades adicionales que encarecen el proyecto.

**5.4.3.3** Los parámetros de diseño de tanque de sedimentación primaria y sus eficiencias deben idealmente ser determinados experimentalmente. Cuando se diseñen tanques convencionales de sedimentación primaria sin datos experimentales se utilizarán los siguientes criterios de diseño:

a) Los canales de repartición y entrada a los tanques deben ser diseñados para el caudal máximo horario.

b) Los requisitos de área deben determinarse usando cargas superficiales entre 30 m/d y 60 m/d basado en el caudal medio de diseño, lo cual corresponde a una velocidad de sedimentación de 1,25 m/h a 2,5 m/h.

c) El período de retención nominal será entre 1,5 h a 2,5 h (recomendable <2 h), basado en el caudal medio de diseño.

d) La profundidad se obtiene del producto de los dos parámetros antes indicados y debe estar entre 3 m y 3,5 m (recomendable 3 m).

e) La relación largo/ancho debe estar entre 3 y 10 (recomendable 4) y la relación largo/profundidad debe ser igual o menor que 30.

f) La carga hidráulica en los vertederos será de 125 $m^3$/d a 500 $m^3$/d por metro lineal (recomendable 250), basado en el caudal medio de diseño.

g) Cuando no se disponga de datos experimentales, se usarán los criterios de la tabla X.6 para determinar las eficiencias de remoción del proceso:

*(Continúa)*

**TABLA 6. Porcentajes de remoción recomendados**

| PERIODO DE RETENCIÓN NOMINAL, H | PORCENTAJES DE REMOCON RECOMENDADOS | | | |
|---|---|---|---|---|
| | DBO 100 a 200 mg/l | | DBO 200 a 300 mg/l | |
| | DBO | SS* | DBO | SS* |
| 0.5 | 16 | 32 | 19 | 35 |
| 1.0 | 23 | 45 | 26 | 50 |
| 1.5 | 30 | 50 | 32 | 56 |
| 2.0 | 33 | 53 | 36 | 60 |
| 3.0 | 37 | 58 | 40 | 64 |
| 4.0 | 40 | 60 | 42 | 66 |
| 6.0 | 41 | 61 | 43 | 68 |

* SS = sólidos en suspensión totales, mg/l

h) El volumen de lodos primarios deben calcularse para las condiciones de operación de cada cinco años y para el final del período de diseño (con el caudal medio de diseño), con las remociones de sólidos del proceso y los datos de la tabla X.7.

**TABLA 7. Recomendaciones para el cálculo del volumen de lodos**

| TIPO DE LODO PRIMARIO | GRAVEDAD ESPECIFICA | CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS, % | |
|---|---|---|---|
| | | RANGO | RECOMENDADO |
| Con alcantarillado sanitario | 1.03 | 4 – 12 | 6 |
| Con alcantarillado combinado | 1.05 | 4 – 12 | 6.5 |
| Con lodo activado de exceso | 1.03 | 3 – 10 | 4 |

i) El retiro de los lodos del sedimentador debe efectuarse en forma cíclica e idealmente a gravedad. En donde no se disponga de carga hidrostática se debe retirar por bombeo en forma cíclica, ya que el tamaño del equipo de bombeo y la velocidad requerida en los conductos, no permiten un flujo constante, por lo cual se debe usar un tipo de bomba adecuado. Para lodo primario se recomiendan en el orden indicado las bombas rotativas de desplazamiento positivo, las bombas diafragma, las bombas pistón y las bombas centrífugas con impulsor abierto. Para un adecuado funcionamiento a lo largo de la vida de la planta, es recomendable la instalación de motores de velocidad variable e interruptores cíclicos con ciclos de funcionamiento entre 0,5 h y 4 h y tiempos entre arranque y parada por encima de 20 min. El sistema de conducción de lodos debe incluir un dispositivo para medición del caudal. Mayores detalles sobre equipos de bombeo de lodos se dan en otra sección de las normas.

j) El volumen de la tolva de lodos debe ser comprobado para almacenamiento de los lodos durante el tiempo de fuera de funcionamiento del ciclo. La velocidad en la tubería de salida del lodo primario debe ser por lo menos 0,9 m/s.

*(Continúa)*

**5.4.3.4** El mecanismo de barrido de lodos de tanques rectangulares tendrá una velocidad entre 0,6 m/min y 1,2 m/min, para evitar la formación de corrientes mezcladoras.

**5.4.3.5** Las características de tanque circulares de sedimentación serán las siguientes:

a) Profundidad: de 3 m a 5 m
b) Diámetro: de 3,6 m a 60 m (recomendable de 12 m a 45 m)
c) Pendiente de fondo: de 6% a 16% (recomendable 8%)

**5.4.3.6** El mecanismo de barrido de lodos de tanques circulares tendrá una velocidad de rotación de 1 a 3 revoluciones por hora, siendo 2 un valor recomendable.

**5.4.3.7** El sistema de entrada al tanque será diseñado en tal forma que garantice la distribución uniforme del líquido a través de la sección transversal y se eviten cortocircuitos.

**5.4.3.8** El sistema de vertederos de salida se diseñará de manera que se evite la formación de corrientes que promuevan el arrastre de sólidos sedimentados.

**5.4.3.9** Se deberá diseñar un sistema de recolección de natas, las que deben recogerse en un pozo especial, para transporte desde allí hasta el proceso de digestión.

**5.4.3.10** La pendiente mínima de la tolva de lodos será 1,7 vertical a 1 horizontal. En el caso de sedimentadores rectangulares, cuando la tolva sea demasiado ancha, se deberá proveer un barredor transversal desde el extremo hasta el punto de extracción de lodos.

**5.4.4 Tanques de flotación**

El proceso de flotación se usa en aguas residuales para remover partículas finas en suspensión y de baja densidad, usando el aire como agente de flotación. Una vez que los sólidos han sido elevados a la superficie del líquido, son removidos en una operación de desnatado. El proceso requiere un mayor grado de mecanización que aquel de los tanques convencionales de sedimentación, por lo cual su uso será restringido a casos especiales (principalmente para desechos industriales) en los cuales el proyectista haya justificado ante la SAPYSB la selección de este sistema.

**5.5 Tratamientos secundarios**

**5.5.1 Generalidades**

**5.5.1.1** Para efectos de las presentes normas de diseño se considerarán tratamientos secundarios para los siguientes casos:

- Para aguas residuales domésticas se considerarán como tratamientos secundarios los procesos biológicos con una eficiencia de remoción de DBO por encima del 82% por: lagunas de estabilización, lodos activados (incluyendo la modalidad de zanjas de oxidación), filtros biológicos, módulos rotatorios de contacto y lechos anaeróbicos fluidizados. En el caso de zanjas de oxidación se considerará adicionalmente el proceso de desnitrificación, que puede llevarse a cabo en forma accesoria. Las normas para otros tratamientos (aplicación en el terreno y tratamientos con plantas acuáticas) y para tratamientos de lodos se detallan en otras secciones.

- Para el caso de desechos de algunas industrias se considerarán como secundarios los procesos físico - químicos que se diseñen sin tratamiento biológico.

**5.5.1.1** Antes de emprender en el diseño definitivo de una planta de tratamiento secundario se observarán las disposiciones del Capítulo 4.3 Normas para Diseños Preliminares (en las cuales se detallan disposiciones para caracterización de aguas residuales, selección de procesos de tratamiento, predimensionamiento y factibilidad) y 4.4 Normas para Estudios de Ingeniería Básica (en las cuales se detallan disposiciones para tratabilidad, etc.).

*(Continúa)*

**5.5.1.2** Los tratamientos secundarios a diseñarse en el Ecuador serán preferiblemente de tipo biológico. Entre ellos se pueden seleccionar aquellos que utilicen biomasa en suspensión y aquellos que utilicen biomasa adherida. La selección del tipo de tratamiento deberá estar debidamente justificada en el estudio de factibilidad.

**5.5.1.3** Entre los métodos de tratamiento biológico con biomasa en suspensión se preferirán aquellos que sean de fácil operación y mantenimiento y que reduzcan al mínimo la utilización de equipos mecánicos complicados o que no puedan ser reparados localmente. Entre estos métodos están las lagunas y los sistemas de lagunas de estabilización y las zanjas de oxidación de operación intermitente y continua. El sistema de lodos activados convencional y las plantas paquete de este tipo podrán ser utilizados sólo en el caso en que se demuestre que las otras alternativas sean inconvenientes técnica y económicamente.

**5.5.1.4** Entre los métodos de tratamiento biológico con biomasa adherida se preferirán aquellos que sean de fácil operación y que carezcan de equipos complicados o de difícil reparación. Entre ellos están los filtros percoladores, los reactores con módulos rotatorios y los lechos anaeróbicos de contacto.

**5.5.2 Lagunas de estabilización**

**5.5.2.1 Aspectos generales**

a) Se entiende por lagunas de estabilización a estanques construidos de tierra, de profundidad reducida (< 5 m), diseñados para el tratamiento de aguas residuales, por medio de la interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc.), la materia orgánica del desecho y otros procesos naturales (sub modelos hidráulicos y factores físicos, químicos y meteorológicos). La finalidad de este proceso es de entregar un efluente de características múltiples establecidas (DBO, DQO, OD, SS, algas, nutrientes, parásitos, enterobacterias, coliformes, etc.)

b) El tratamiento por lagunas de estabilización es aplicable para casos en los cuales la biomasa de algas y los nutrientes que se descargan en el efluente, pueden ser asimilados sin problema por el cuerpo receptor. El uso de este tipo de tratamiento es recomendado especialmente en los casos en los cuales se requiere un alto grado de remoción de organismos patógenos. Para los casos en los que el efluente descargue a un lago o embalse, estos procesos generalmente no son recomendables, debiendo evaluarse cuidadosamente la eutrofización del cuerpo receptor antes de su consideración como alternativa.

c) Para el tratamiento de aguas residuales y desechos industriales se considerarán únicamente los sistemas de lagunas que tengan unidades anaeróbicas, airadas, facultativas y de maduración, en las combinaciones y número de unidades que se detallan en las presentes normas.

d) No se considerarán como alternativa de tratamiento las lagunas de alta producción de biomasa (conocidas también como lagunas aeróbicas o fotosintéticas), debido a que su finalidad es la de maximizar la producción de algas y no la de tratar el desecho líquido (ver definiciones en el capítulo 3).

e) Antes de proceder al diseño definitivo de un sistema de lagunas de estabilización, se deberá conocer con claridad el propósito para el cual servirá la planta de tratamiento, habiéndose determinado el grado de tratamiento tal como se ha establecido en el numeral 4.3. Para instalaciones pequeñas se efectuará como mínimo una modelación bacteriana del cuerpo receptor y para el diseño de lagunas previo al re uso, se podrán adoptar directamente los criterios de calidad del efluente, de acuerdo al tipo de re uso.

*(Continúa)*

f) Para lagunas aireadas se deberán determinar los criterios de diseño a través de un estudio de tratabilidad, según lo establecido en el numeral 4.4.4.4. Para todo tipo de instalaciones (cuando sea posible) es recomendable la determinación de la mortalidad bacteriana y modelación de temperaturas, según lo recomendado en el numeral 4.4.4.6.

g) Si bien las lagunas de estabilización han sido utilizadas en todas partes del mundo, existen algunos vacíos principalmente en el conocimiento de la remoción de la materia orgánica (interacción entre desecho, biomasa y sub modelos hidráulicos), por lo cual en las normas que siguen se dan algunas opciones. Sin embargo la investigación sobre reducción bacteriana ha avanzado considerablemente en los últimos años, por lo cual se detallan normas específicas sobre este aspecto.

h) En los cuatro títulos que siguen se dan normas para los tipos de lagunas indicadas considerándolas como unidades independientes. Más adelante se detallan normas de sistemas de lagunas. Las normas sobre manejo de lodos de lagunas de estabilización se presentan en el numeral 5.7.5.

**5.5.2.2 Lagunas anaeróbicas**

a) Las lagunas anaeróbicas son generalmente empleadas como primera unidad de un sistema, en casos en donde la disponibilidad de terreno es limitada o para el tratamiento de desechos domésticos con altas concentraciones y desechos industriales, en cuyo caso pueden darse varias unidades anaeróbicas en serie.

b) Debido a las altas cargas que soportan este tipo de unidades de tratamiento y a las reducidas eficiencias, se hace necesario el tratamiento posterior, generalmente por unidades de lagunas facultativas en serie, para alcanzar el grado de tratamiento requerido. Para este caso se debe comprobar que la laguna facultativa secundaria no tenga una carga orgánica por encima del límite, según se establece en el numeral 5.5.2.4. Por lo general esta comprobación determinará que la modulación de unidades del sistema (área) no sea uniforme.

c) No existe un criterio generalizado para dimensionamiento de lagunas anaeróbicas, debido a que los criterios de diseño varían considerablemente, por lo cual el proyectista está en libertad de seleccionar uno de los métodos o correlaciones reportadas. Alternativamente se pueden usar las siguientes recomendaciones para temperaturas de alrededor de 20 °C:

- Carga orgánica volumétrica: 300 g DBO/($m^3$.d), si el factor de olores no es de consideración se podrá incrementar a 400 g DBO/($m^3$.d), y/o
- Período de retención nominal alrededor de 5 d;
- Profundidad entre 2,5 m y 5 m; y,
- Eficiencia de remoción de DBO: 50%.

d) Se deberán diseñar un número mínimo de dos unidades en paralelo para permitir la operación en una de las unidades mientras se remueve el lodo de la otra.

e) La acumulación de lodo se calculará con un aporte de 40 l/(Hab.año), determinándose el año de limpieza de las lagunas, al alcanzar el 50% del tirante de agua.

f) Las lagunas anaeróbicas son menos eficientes que las facultativas en la reducción de coliformes. La remoción de coliformes se determinará de acuerdo con las recomendaciones del numeral 5.5.2.5, en caso de haberse determinado experimentalmente el coeficiente de mortalidad bacteriana. Alternativamente se podrá determinar la reducción bacteriana considerando mezcla completa y los siguientes coeficientes de mortalidad global:

*(Continúa)*

**TABLA 8. Coeficientes de mortalidad**

| CARGA<br>kg DBO/(ha.d) | COEFICIENTE DE MORTALIDAD<br>l/d |
|---|---|
| 400 | 0,6 |
| 600 | 0,55 |
| 800 | 0,5 |
| 1000 | 0,46 |
| 1200 | 0,41 |
| 1400 | 0,37 |

### 5.5.2.3 Lagunas aireadas

a) Las lagunas airadas son generalmente empleadas como primera unidad de un sistema, en casos en donde la disponibilidad de terreno es limitada o para el tratamiento de desechos domésticos con altas concentraciones y desechos industriales. Estas lagunas son muy empleadas en climas fríos.

b) Se distinguen los siguientes tipos de lagunas airadas:

- Lagunas airadas de mezcla completa: las mismas que mantienen la biomasa en suspensión, con una alta densidad de energía instalada (>15 W/m$^3$). Son consideradas como un proceso incipiente de lodos activados sin separación y recirculación de lodos y la presencia de algas no es aparente. En este tipo de lagunas la profundidad varía entre 3 m y 5 m y el período de retención entre 2 d y 7 d. Para estas unidades es recomendable el uso de aireadores de baja velocidad de rotación. Este es el único caso de laguna airada para el cual existe una metodología de dimensionamiento. El uso de lagunas airadas en serie no es recomendado.

- Lagunas airadas facultativas: las cuales mantienen la biomasa en suspensión parcial, con una densidad de energía instalada menor que las anteriores (de 1 W/m$^3$ a 4 W/m$^3$, recomendable 2 W/m$^3$). Este tipo de laguna presenta signos de acumulación de lodos, observándose frecuentemente la aparición de burbujas de gas de gran tamaño en la superficie, por efecto de la digestión de lodos en el fondo. En este tipo de lagunas los períodos de retención varían entre 7 d y 20 d (variación promedio entre 10 d y 15 d) y las profundidades son por lo menos 1,5 m. En climas cálidos y con buena insolación se observa un apreciable crecimiento de algas en la superficie de la laguna.

- Laguna facultativa con agitación mecánica: la cual es exclusivamente aplicable a unidades sobrecargadas del tipo facultativo en climas cálidos. Tienen una baja densidad de energía instalada (del orden de 0,1 W/m$^3$), la misma que sirve para vencer los efectos adversos de la estratificación termal, en ausencia del viento. Las condiciones de diseño en estas unidades son las de lagunas facultativas. El uso de los aireadores puede ser intermitente.

- Lagunas de oxidación airadas: empleadas generalmente en climas con cuatro estaciones. La fuente de oxígeno es principalmente la fotosíntesis y en el invierno es suplementada por aireación con difusión de aire comprimido en el fondo. Como el diseño se efectúa para condiciones de invierno, las cargas de diseño son generalmente bajas (del orden de 50 kg DBO/(ha.d)), las condiciones de diseño en estas unidades son las de lagunas facultativas, con una profundidad reducida del orden de 1 m a 1,5 m.

c) Los dos primeros tipos de lagunas airadas antes mencionados, deben ser seguidas de lagunas facultativas diseñadas con la finalidad de tratar el efluente de la laguna primaria, asimilando una gran cantidad de sólidos en suspensión. Para el diseño de esas lagunas facultativas se dan recomendaciones específicas en el numeral 5.5.2.4.

*(Continúa)*

d) Para el diseño de lagunas airadas de mezcla completa se observarán las siguientes recomendaciones:

- Los criterios de diseño para el proceso (coeficiente cinético de degradación, constante de auto oxidación y requisitos de oxígeno para síntesis), deben idealmente ser determinados a través de experimentación, según se requiere en el numeral 4.4.

- Alternativamente se dimensionará la laguna airada para la eficiencia de remoción de DBO soluble establecida en condiciones de invierno y con una constante de degradación de alrededor de 0,025 (1/(mg/l X v.d) a 20 °C, en donde Xv es la concentración de sólidos volátiles activos en la laguna.

- En caso de que se pueda absorber la remoción la DBO con lagunas secundarias, se adoptará un período de retención alrededor de 2 d, determinándose la calidad del efluente y el nivel de sólidos en la laguna.

- Los requisitos de oxígeno del proceso (para síntesis y respiración endógena) se determinarán para condiciones de verano. Estos serán corregidos a condiciones estándar, por temperatura y elevación, en forma similar a la detallada en el numeral 5.5.3 (lodos activados).

- Se seleccionará el tipo de aireador más conveniente, prefiriéndose los aireadores mecánicos superficiales, de acuerdo con sus características, velocidad de rotación, rendimiento y costo. La capacidad de energía requerida e instalada se determinarán seleccionando un número par de aireadores de igual tamaño y eficiencias especificadas.

- Para la remoción de coliformes se usará el mismo coeficiente de mortalidad neto que el especificado para lagunas facultativas. La calidad del efluente se determinará para las condiciones del mes más frío, en la forma que se establece en el numeral 5.5.2.5 (Diseño de Lagunas para Remoción de Organismos Patógenos). Para el efecto se determinará el factor de dispersión por medio de la siguiente correlación:

$$d = \frac{2881 \times PR}{L^2}$$

En donde:

PR = período de retención nominal expresado en h, y
L = longitud de la laguna, en m

**5.5.2.4 Lagunas facultativas**

a) Según la definición de este tipo de lagunas, sus características principales son el comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo. Por consiguiente, su ubicación como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser:

- Como laguna primaria única (caso de climas fríos en los cuales la carga de diseño es tan baja que permite una adecuada remoción de bacterias) o seguida de una laguna secundaria y/o terciaria (normalmente referida como laguna de maduración); y,

- Como una unidad secundaria después de lagunas anaeróbicas o airadas, para cumplir el propósito de procesar sus efluentes a un grado mayor.

b) Los criterios de diseño en los que se refiere a temperaturas y mortalidad de bacterias se deben determinar en forma experimental, tal como se establece en el numeral 4.4.4.6. Alternativamente y en caso de no ser posible la experimentación, se podrán usar los siguientes criterios:

*(Continúa)*

- La temperatura de diseño será la promedio del mes más frío (temperatura del agua), determinada a través de correlaciones de las temperaturas del aire-agua.

- En caso de no existir esos datos, se determinará la temperatura del agua restando de la temperatura del aire un valor que será justificado debidamente ante el SAPYSB, el mismo que depende de las condiciones meteorológicas del lugar. Para instalaciones en el Ecuador de características similares a los casos en donde se han procesado datos meteorológicos e implementado la modelación de temperaturas, se pueden usar los siguientes datos como guía para diseño de lagunas:

**TABLA 9. Temperaturas para diseño de lagunas facultativas**

| | | **TEMPERATURAS, °C** | | |
|---|---|---|---|---|
| **CIUDAD** | **MES MAS FRÍO** | **AIRE** | **AGUA** | **INCREMENTO** |
| Quito | Agosto | 14.2 | 17 | 2.8 |
| Guayaquil | Agosto | 23.5 | 24.5 | 1 |
| Cuenca | Julio | 13 | 18.7 | 5.7 |
| Portoviejo | Agosto | 23.3 | 24.5 | 1.2 |

- En donde no exista ningún dato se usará para diseño la temperatura del aire del mes más frío.

- El coeficiente de mortalidad bacteriana (neto) será adoptado entre el intervalo de 0,8 (1/d) a 1,6 (1/d) para 20° C. Se recomienda un valor alrededor de 1.

c) La carga máxima que se puede aplicar a una laguna facultativa sin que se torne anaeróbica ha sido determinada a través de mediciones de amoníaco y confirmada a través de mediciones de clorofila y puede estimarse mediante la siguiente correlación:

$CS_m = 357{,}4 \times 1{,}085^{T-20}$

En donde:

$CS_m$ = carga superficial máxima en kg DBO/(ha.d), y
T = temperatura del agua mínima mensual, en °C.

d) Alternativamente cuando no se pueda determinar la temperatura del agua, se podrá estimar la carga máxima, mediante la siguiente correlación:

$CS_m = 400{,}6 \times 1{,}0993^{Tai-20}$

En donde:

$CS_m$ carga superficial máxima en kg DBO/(Ha.d), y Tai temperatura del aire del mes más frío, en °C.

e) El proyectista adoptará una carga de diseño menor a la determinada anteriormente, en consideración a factores como:

*(Continúa)*

- La existencia de variaciones bruscas de temperatura
- La forma de la laguna (las lagunas de forma alargada son sensibles a variaciones y deben tener menores cargas)
- La existencia de desechos industriales
- El tipo de sistema de alcantarillado, etc.

f) Para evitar el crecimiento de plantas acuáticas con raíces en el fondo, la profundidad de las lagunas deben estar por encima de 1,2 m. La profundidad varía entre 1,5 m y 2,5 m, la profundidad mínima recomendada es de 1,5 m. Para el diseño de una laguna facultativa primaria, el proyectista deberá proveer una altura adicional para acumulación de lodos entre períodos de limpieza de alrededor de 10 años. Esta altura adicional es generalmente del orden de 0,3 m y deberá ser determinada calculando la disminución del volumen por concepto de digestión anaeróbica en el fondo.

g) Para lagunas facultativas primarias se debe determinar los volúmenes de lodo acumulado teniendo en cuenta un 80% de remoción de sólidos en suspensión en el efluente, con una reducción del 50% de sólidos volátiles por digestión anaeróbica, una densidad del lodo de 1,05 kg/l y un contenido de sólidos del 10% al peso. Con estos datos se debe determinar la frecuencia de remoción de lodo en la instalación.

h) Para el diseño de lagunas facultativas que reciben el efluente de lagunas airadas se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

    - El balance de oxígeno en la laguna debe ser positivo, teniendo en cuenta los siguientes componentes:
    - La producción de oxígeno por fotosíntesis
    - La re aireación superficial
    - La asimilación de los sólidos volátiles del afluente
    - La asimilación de la DBO soluble
    - El consumo por solubilización de sólidos en la digestión
    - El consumo neto de oxígeno de los sólidos anaeróbicos
    - Alternativamente la carga superficial en la laguna facultativa debe ser menor que la máxima establecida en el numeral 5.5.2.4.
    - Se debe determinar los volúmenes de lodo acumulado a partir de la concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la laguna aireada, con una reducción del 50% de sólidos volátiles por digestión anaeróbica, una densidad del lodo de 1,03 kg/l y un contenido de sólidos del 2% al peso. Con estos datos se debe determinar la frecuencia de remoción de lodo en la instalación.

i) La remoción de la materia orgánica (DBO) es el aspecto en el que existe más divergencia, por lo cual el proyectista está en libertad de utilizar cualquiera de los modelos clásicos o correlaciones de carga, para determinar la concentración en el efluente. El uso de una de las metodologías debe estar debidamente sustentado, con indicación de la forma en que se determina la concentración de DBO (total o soluble). En el uso de correlaciones de carga de DBO aplicada a DBO removida, se debe tener en cuenta que la carga de DBO removida es la diferencia entre la DBO total del afluente y la DBO soluble del efluente. Para lagunas en serie se debe tomar en consideración que en la laguna primaria (en la cual se remueven los sólidos o la gran mayoría de la biomasa) se produce la gran mayoría de la remoción de la materia orgánica. La concentración de DBO en las lagunas siguientes permanece errática, producto de la influencia de las poblaciones de algas de cada unidad.

**5.5.2.5 Diseño de lagunas para remoción de organismos patógenos**

a) Las disposiciones que se detallan en la presente sección son de aplicación para cualquier tipo de lagunas (en forma individual o para lagunas en serie), dado que la mortalidad bacteriana y remoción de parásitos ocurren en todas las unidades y no solamente en lagunas de maduración.

*(Continúa)*

b) En relación con parásitos en aguas residuales, los nematodos intestinales son considerados como indicadores, de modo que su remoción implica la remoción de otros tipos de parásitos. Para una adecuada remoción de nematodos intestinales en un sistema de lagunas se requiere un período de retención nominal de 10 d como mínimo.

c) La reducción de bacterias en cualquier tipo de lagunas debe ser determinada en términos de coliformes fecales, como indicadores. Para el efecto el proyectista debe usar el modelo de flujo disperso, con los coeficientes de mortalidad netos que se han indicado para los diferentes tipos de unidades. El uso del modelo de mezcla completa con coeficientes globales de mortalidad no es aceptable para diseño de lagunas en serie, debido a los grandes fracasos que se han evidenciado en la práctica.

d) El factor de dispersión para uso en el modelo de flujo disperso, puede ser determinado según la forma de la laguna. Los siguientes valores son recomendados en función de la relación largo/ancho:

**TABLA 10. Factor de dispersión para modelo de flujo disperso**

| RELACIÓN LARGO/ANCHO | FACTOR DE DISPERSIÓN d |
|---|---|
| 1 | 1 |
| 2 | 0,5 |
| 4 | 0,25 |
| 8 | 0,12 |

e) El coeficiente de mortalidad neto puede ser corregido con la siguiente relación de dependencia de la temperatura:

$K_T = K_{20} \times 1,07^{T-20}$

En donde:

$K_T$ = coeficiente de mortalidad neto a la temperatura T, en °C; y,
$K_{20}$ = coeficiente de mortalidad neto a 20°C

**5.5.2.6 Normas generales para diseño de sistemas de lagunas**

a) La ubicación del sitio para un sistema de lagunas debe escogerse aguas abajo de la cuenca hidrográfica, en un área suficientemente extensa y fuera de la influencia de cauces sujetos a torrentes y avenidas, y en el caso de no ser posible se deberán proyectar obras de protección. El área deberá estar lo más alejada posible de urbanizaciones con viviendas ya existentes, recomendándose las siguientes distancias:

- 1 000 m como mínimo para lagunas anaeróbicas.
- 500 m como mínimo para lagunas facultativas y
- 100 m como mínimo para sistemas con lagunas aireadas.

b) El período de diseño de la planta de tratamiento debe estar comprendido entre 20 y 30 años, con etapas de implementación de alrededor de 10 años.

c) En la concepción del proyecto se deben seguir las siguientes recomendaciones:

*(Continúa)*

- El diseño debe concebirse por lo menos con dos unidades en paralelo, para permitir la operación en una de las unidades durante condiciones de limpieza.

- La modulación de unidades, geometría, formas y número de celdas debe ser escogida en función de la topografía del sitio, el tipo de lagunas seleccionadas para el sistema y, en particular, de un óptimo movimiento de tierras, es decir un adecuado balance entre corte y relleno para los diques. Se debe evitar el uso de muchas unidades ya que esto incrementa el costo y porque además la eficiencia del tratamiento no depende del número de unidades.

- La forma de las lagunas depende del tipo de cada una de las unidades. Para lagunas primarias se recomiendan formas cuadradas o ligeramente rectangulares, éstas no deben ser del tipo flujo pistón debido a que la acumulación de sólidos ocurre en el inicio, tornando a la laguna anaeróbica. Para lagunas secundarias se recomiendan formas alargadas, sin que la relación largo/ancho supere el valor de 10.

d) Para otros detalles en el diseño de las unidades se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Para instalaciones en las cuales es importante la reducción bacteriana, la entrada debe ser única y su ubicación debe estar lo más alejada de la salida, con el fin de minimizar los cortocircuitos.

- Para lagunas en las cuales es importante la reducción de la materia orgánica, se pueden proyectar entradas múltiples, para promover un mejor contacto entre el desecho crudo y la biomasa.

- En general, el tipo de entrada debe ser lo más simple posible, recomendándose un tubo con descarga sobre la superficie. No se recomienda la entrada sumergida en la mitad de la laguna, ya que se obstruye y complica la operación.

- En la salida se debe instalar un dispositivo de medición de caudal (vertedero y canaleta), con la finalidad de poder evaluar el funcionamiento de la unidad.

- Antes de la salida de las lagunas primarias se recomienda la instalación de una pantalla para la remoción de natas.

- La interconexión entre lagunas puede efectuarse usando simples tuberías después del vertedero o canales con una contracción para medición de caudal. Esta última alternativa es la de menor pérdida de carga y de utilidad en terrenos planos.

- Las esquinas de los diques deben ser ligeramente redondeadas para minimizar la acumulación de natas.

- El ancho de la berma sobre los diques debe ser por lo menos de 2,5 m para permitir la circulación de vehículos. En lagunas primarias el ancho debe ser tal que permita la circulación de equipo pesado, tanto en la etapa de construcción como durante la remoción de lodos.

- No se recomienda el diseño de tuberías y válvulas de vaciado de las lagunas debido a que se deterioran por la falta de uso. Para el vaciado de las lagunas se recomienda la instalación temporal de sifones.

- El borde libre recomendado para lagunas de estabilización es de 0,5 m. Para casos en los cuales se puedan producir oleajes por la acción del viento se podrá considerar una altura mayor.

e) Se debe comprobar el funcionamiento de las lagunas para las siguientes condiciones especiales:

*(Continúa)*

- La primera etapa de implementación del sistema debe comprobarse para el funcionamiento durante las condiciones de puesta en operación inicial. El balance hídrico en la laguna (afluente evaporación infiltración>efluente) debe ser positivo durante los primeros meses de funcionamiento.

- La influencia de un caudal pico en el desempeño de una laguna debe ser determinado a través de un análisis de ruteo de flujo, considerando la capacidad de embalse de la laguna.

f) Para el diseño de los diques se deben tener en cuenta las siguientes disposiciones:

- Se debe efectuar el número de sondeos necesarios para determinar en forma cabal el tipo de suelo y de los estratos a cortarse en el movimiento de tierras. En esta etapa se efectuarán las pruebas de mecánica de suelos que se requieran (se debe incluir infiltración en el sitio) para un adecuado diseño de los diques y formas de impermeabilización. Para determinar el número de perforaciones se tendrá en consideración la topografía y geología del terreno, observándose como mínimo las siguientes recomendaciones:

- Para lagunas de hasta 1 ha el número mínimo de perforaciones es 4.

- Para sistemas de varias celdas el número mínimo de perforaciones estará determinado por el número de cortes de los ejes de diques más una perforación en el centro de cada unidad. Para terrenos de topografía accidentada en los que se requieren cortes pronunciados se incrementarán los sondeos según sea necesario.

- Los diques deben diseñarse comprobando que no se produzca volcamiento y exista estabilidad en las condiciones más desfavorables de operación, incluyendo un vaciado rápido.

- Se deben calcular las sub presiones en los lados exteriores de los taludes para comprobar si la pendiente exterior de los diques es adecuada y determinar la necesidad de controles como: impermeabilización, recubrimientos o filtros de drenaje.

- En general los taludes exteriores de los diques deben tener una inclinación entre 1:1,5 y 1:2. Los taludes interiores son menos inclinados, entre 1:2 y 1:3 (vertical : horizontal).

- De los datos de los sondeos se debe especificar el tipo de material a usarse en la compactación de diques y capa de impermeabilización, determinándose además las minas de los diferentes materiales que se requieran.

- La cota de fondo de las lagunas deberá estar por lo menos 20 cm por encima del nivel freático.

g) Para instalaciones grandes (50 000 hab. o más), se deben considerar las siguientes facilidades adicionales:

- Casa del operador y bodega de materiales.

- Laboratorio diseñado con la finalidad de efectuar análisis de aguas residuales, para control de los procesos de tratamiento.

- Para lagunas aireadas se debe considerar adicionalmente la construcción de una caseta de operación, con área de oficina y espacio para los operadores mecánico eléctricos, en la cual debe instalarse una consola de operación de los motores y demás controles que sean necesarios.

- Se debe gestionar con la entidad responsable la instalación o reubicación de una estación meteorológica (idealmente de tercer orden), dentro del sitio.

*(Continúa)*

- Para lagunas aireadas se debe considerar la iluminación y asegurar el abastecimiento de energía en forma continua (los cortes de servicio no deben superar las 2 h). Para el efecto se debe estudiar la conveniencia del diseño de una subestación eléctrica.

- La instalación debe ser protegida contra daños por efecto de la escorrentía, diseñándose una cuneta de coronación en caso de que la topografía del terreno así lo requiera.

- La planta debe contar con una cerca de malla o alambre de púas y letreros adecuados.

### 5.5.3 Procesos de lodos activados

#### 5.5.3.1 Aspectos generales

a) En la presente sección se norman aspectos comunes tanto al proceso convencional de lodos activados como a todas sus variaciones, incluyendo el proceso de aeración prolongada (y zanjas de oxidación). Más adelante en el numeral 5.5.3.2 se dan disposiciones específicas adicionales para proyectos de zanjas de oxidación.

b) Para efectos de las presentes normas se consideran opciones utilizables, todas aquellas que tengan una eficiencia de remoción de la DBO igual o mayor al 85%. Entre las posibles variaciones se podrá seleccionar la aeración prolongada por zanjas de oxidación, en razón a su bajo costo. La selección de otro tipo de proceso se justificará mediante un estudio técnico-económico, en el cual se considerarán por lo menos los siguientes aspectos:

- El costo de los procesos de tratamiento del líquido, incluyendo:
- Tratamientos preliminares y primarios
- Tanques de aeración y sedimentadores secundarios
- El costo de los procesos de tratamiento de los lodos, incluyendo la cantidad de lodo producido por cada proceso
- El costo de los equipos de la planta
- Los costos operacionales de cada alternativa
- La dificultad de operación y las necesidades de operadores más o menos calificados
- La calidad del efluente

c) Para el diseño de cualquier variante del proceso de lodos activados, se tendrán en consideración las siguientes disposiciones generales:

- Los criterios fundamentales del proceso como: edad de lodos, requisitos de oxígeno, producción de lodo, eficiencia y densidad de la biomasa, deberán ser determinados idealmente en forma experimental, tal como se establece en el numeral 4.4.

- Alternativamente se podrán usar parámetros de diseño, en caso de no haberse realizado estudios de tratabilidad.

- Para efectos de la eficiencia se considera al proceso de lodos activados conjuntamente con el sedimentador secundario o el efluente líquido separado de la biomasa.

- El diseño del tanque de aeración se efectúa para las condiciones de caudal medio. El proceso deberá estar en capacidad de entregar la calidad establecida para el efluente en las condiciones del mes más frío.

d) Para el tanque de aeración se comprobará los valores de los parámetros indicados abajo y en caso de no haberse efectuado estudios de tratabilidad se podrá usar para dimensionamiento uno o varios de los siguientes parámetros:

*(Continúa)*

**TABLA 11. Parámetros para diseño de tanques de aireación**

| TIPO DE PROCESO | RETENCIÓN NOMINAL h | EDAD DE LODOS d | CARGA VOLUMÉTRICA Kg DBO/m³ |
|---|---|---|---|
| Convencional | 4 – 8 | 4 – 15 | 0.3 – 0.6 |
| Aireación decreciente | 4 – 8 | 4 – 15 | 0.3 – 0.6 |
| Aireación escalonada | 3 – 5 | 4 – 15 | 0.6 – 0.9 |
| Alta capacidad | 1 – 2 | 2 – 4 | 1.1 – 3 |
| Aireación prolongada | 16 – 36 | 20 – 30 | 0.2 – 0.3 |
| Mezcla completa | 3 – 5 | 4 – 15 | 0.8 – 2.0 |
| Zanja de oxidación | 20 – 36 | 30 – 40 | 0.2 – 0.3 |

e) Adicionalmente se deberán tener en consideración los siguientes parámetros:

**TABLA 12. Parámetros para diseño de tanques de aireación**

| TIPO DE PROCESO | REMOCIÓN DE DBO % | SSTA Kg/m³ | Kg DBO KgSSVTA.d | % DE RETORNO |
|---|---|---|---|---|
| Convencional | 85 – 95 | 1.5 – 3 | 0.2 – 0.4 | 25 – 50 |
| Aireación decreciente | 85 – 95 | 1.5 – 3 | 0.2 – 0.4 | 25 – 50 |
| Aireación escalonada | 85 – 95 | 2 - 4 | 0.2 – 0.4 | 25 – 50 |
| Alta capacidad | 80 – 90 | 3 - 5 | 0.4 – 1.5 | 30 – 100 |
| Aireación prolongada | 90 – 95 | 3 - 6 | 0.05 – 0.15 | 100 – 300 |
| Mezcla completa | 85 – 95 | 3 – 6 | 0.2 – 0.6 | 25 – 100 |
| Zanja de oxidación | 90 – 95 | 3 – 6 | 0.05 – 0.1 | 100 – 150 |

f) Para la determinación de la capacidad de oxigenación del proceso se deberán tener en cuenta las siguientes disposiciones:

- Los requisitos de oxígeno del proceso deben ser calculados para las condiciones de operación de verano y deben ser suficientes para abastecer oxígeno para síntesis de la materia orgánica (remoción de DBO), para respiración endógena y para nitrificación. En los casos en los cuales se produce desnitrificación (diseño especial en zanjas de oxidación), se descontará el aporte de oxígeno por este concepto.
- Estos requisitos están dados en condiciones de campo y deben ser corregidos a condiciones estándar de: nivel del mar, cero por ciento de saturación, temperatura estándar de 20 °C y una atmósfera de presión, con el uso de las siguientes relaciones:

$N_{20} = N_c/F$

$F = \alpha \times \Theta^{T-20} (C_{sc} \times ß - C_l)/9,02$

$C_{sc} = C_s (P - p)/(760 - p)$

$p = \exp (1,52673 + 0,07174\ T - 0,000246\ T^2)$

$P = 760 \exp (-E/8\ 005)$

$C_s = 14,652 - 0,41022\ T + 0,007991\ T^2 - 0,000077774\ T^3$

*(Continúa)*

En donde:

$N_{20}$ = requisitos de oxígeno en condiciones estándar, en kg $O_2$/d
$N_c$ = requisitos de oxígeno en condiciones de campo, en kg O2/d
F = factor de corrección
α = factor de corrección que relaciona los coeficientes de transferencia de oxígeno del desecho y el agua. Su valor será debidamente justificado según el tipo de sistema de aeración. Normalmente se usa un valor de 0,9 para aeración mecánica;
Θ = factor de dependencia de temperatura cuyo valor se toma como 1,02 para aire comprimido y 1,024 para aeración mecánica;
$C_{sc}$ = concentración de saturación de oxígeno en condiciones de campo (presión P y temperatura T);
ß = factor de corrección que relaciona las concentraciones de saturación del desecho y el agua (en condiciones de campo). Su valor será debidamente justificado según el tipo de sistema de aeración. Normalmente se asume un valor de 0,95 para aeración mecánica;
$C_l$ = nivel de oxígeno en el tanque de aeración. Normalmente se asume entre 1 mg/l y 1,5 mg/l. En ninguna circunstancia se permitirá un nivel de oxígeno menor a 0,5 mg/l;
$C_s$ = concentración de saturación de oxígeno en condiciones al nivel del mar y temperatura T;
P = Presión atmosférica de campo (a la elevación de lugar),en mm Hg;
p = presión de vapor del agua a la temperatura T, en mm Hg;
E = Elevación del sitio en metros sobre el nivel del mar.

- El uso de otras relaciones debe ser debidamente justificado ante la SAPYSB.

- La corrección a condiciones estándar para sistemas de aeración con aire comprimido será similar a la anterior pero además teniendo en cuenta las características del difusor, el flujo de aire y las dimensiones del tanque.

g) Para plantas de tamaño pequeño y mediano se preferirán los sistemas de aeración mecánica superficial. Los sistemas de difusión de aire comprimido serán considerados como alternativa solamente para plantas de gran tamaño. En todo caso la selección del tipo de aireador será debidamente justificada técnica y económicamente.

h) Para sistemas de aeración mecánica se observarán las siguientes disposiciones:

- La capacidad instalada de energía para aeración se determinará relacionando los requisitos de oxígeno del proceso (kg $O_2$/d) al rendimiento del aireador seleccionado (kg $O_2$/kWh), ambos en condiciones estándar, con la respectiva corrección por eficiencia en el motor y reductor. El número de motores será par y de igual tamaño, con una capacidad igual a la de fabricación estándar.
- Se debe asegurar que el rendimiento de los aireadores haya sido determinado en un tanque con agua limpia y una densidad de energía entre 30 W/m$^3$ y 50 W/m$^3$. Los rendimientos están normalmente expresados en kg $O_2$/kWh y las siguientes condiciones:
- Nivel del mar
- Cero por ciento de saturación y
- Temperatura de 20° C
- El conjunto motor-reductor debe ser escogido para un régimen de funcionamiento de 24 h. Se recomienda un factor de servicio de 1 para el motor y de 2 sobre la potencia nominal del motor, para el reductor.
- El rotor de aeración debe ser de acero inoxidable, pulido con abrasión de arena para dar un acabado tipo metal blanco, pintado con pintura anti corrosiva y terminado con dos manos de material epóxico anticorrosivo y dos manos de esmalte epóxico.
- La capacidad instalada al eje será la anteriormente determinada, pero sin las eficiencias del motor y reductor de velocidad.

*(Continúa)*

- La densidad de energía ($W/m^3$) se determinará relacionando la capacidad instalada al eje con el volumen de cada tanque de aeración. La densidad debe estar seleccionada para permitir una velocidad de circulación del licor mezclado, de modo que no se produzca la sedimentación de sólidos, lo cual depende tanto del volumen como de la forma del tanque. Para mantener velocidades entre 25 cm/s y 30 cm/s se recomiendan las siguientes densidades (en $w/m^3$)

**TABLA 13. Valores de densidad para tanques de aeración**

| VOLUMEN DEL TANQUE, $m^3$ | RELACIÓN PROFUNDIDAD : ANCHO | | |
|---|---|---|---|
| | 1:2,5 | 1:3 | 1:4 |
| 200 | 40 | 26 | 19 |
| 500 | 25 | 16 | 12 |
| 1000 | 17 | 12 | 8 |
| 2000 | 12 | 8 | 6 |

La ubicación de los aireadores debe ser tal que exista una interacción de sus áreas de influencia.

i) Para sistemas con difusión de aire comprimido se procederá en forma similar, pero teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Para la selección del rendimiento se deben tomar en cuenta los siguientes factores:
- El tipo de difusor (burbuja fina o gruesa)
- Las constantes características de cada difusor
- El rendimiento de cada unidad de aeración
- El flujo de aire en condiciones estándar
- La eficiencia de absorción de cada difusor
- La localización del difusor y la profundidad del líquido y,
- El ancho del tanque
- La potencia instalada del compresor será determinada considerando la carga sobre el difusor más pérdidas de carga por flujo de aire a través de las tuberías y accesorios. La capacidad instalada será 1,5 veces la capacidad nominal.

**5.5.3.2 Sedimentador secundario**

a) El sedimentador secundario es parte intrínseca del proceso de lodos activados (en funcionamiento continuo) y cumple la doble función de clarificar el licor mezclado para descarga del efluente final y de concentrar el lodo activado (biomasa) para su retorno al proceso.

b) Para asegurar que los clarificadores finales cumplan con esta función de espesadores, se debe proveer suficiente área para que los sólidos sean aplicados a una tasa inferior o igual a la tasa con la cual son retirados del fondo del tanque.

c) Por consiguiente el diseño de un sedimentador secundario debe considerar que los sólidos aplicados son transportados al fondo por medio de dos mecanismos: sedimentación por gravedad y transporte global debido al retiro del lodo del fondo del tanque. Los criterios de diseño para sedimentadores secundarios deben idealmente ser determinados experimentalmente a través de pruebas de sedimentación.

*(Continúa)*

d) En ausencia de pruebas de sedimentación, el proyectista frecuentemente se ve forzado a usar cargas (hidráulica o de sólidos) para el dimensionamiento de estos tanques. En estos casos se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El diseño se debe efectuar para caudales máximos, por cuanto se pierde una gran cantidad de sólidos si se excede la carga de diseño.
- Se recomienda efectuar un cálculo de ruteo de flujo a través de los procesos anteriores, con el fin de determinar cómo se reduce la influencia del caudal de pico.
- Para todas las variaciones del proceso de lodos activados (excluyendo aeración prolongada) se recomiendan los siguientes parámetros:
- Carga hidráulica (Q medio), m/d 16-23
- Carga hidráulica (Q máximo), m/d 40-48
- Carga de sólidos (Q medio), kg/($m^2$.h 3-6
- Carga de sólidos (Q máximo), kg/($m^2$.h 9
- Profundidad, en m 3,5-5
- Para sedimentadores secundarios después de aeración prolongada se recomiendan los siguientes parámetros:
- Carga hidráulica (Q medio), m/d 8-16
- Carga hidráulica (Q máximo), m/d 24-32
- Carga de sólidos (Q medio), kg/($m^2$.h 1-5
- Carga de sólidos (Q máximo), kg/($m^2$.h) 7
- Profundidad, m 3,5-5
- Las cargas hidráulicas anteriormente indicadas están basadas en el caudal del líquido sin considerar la recirculación, puesto que la misma es retirada del fondo al mismo tiempo y no tiene influencia.

e) Para decantadores secundarios circulares se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los decantadores con capacidades de hasta 300 $m^3$ pueden ser diseñados sin mecanismo de barrido de lodos, debiendo ser de tipo cónico o piramidal, con una inclinación mínima de las paredes de la tolva de 60 grados (tipo Dortmund). Para estos casos la remoción de lodos debe ser hecha a través de tuberías con un diámetro mínimo de 150 mm.

- Los decantadores circulares con mecanismo de barrido de lodos deben diseñarse con una tolva central para acumulación de lodos de por lo menos 0,6 m de diámetro y profundidad máxima de 4 m. Las paredes de la tolva deben tener una inclinación de por lo menos 60 grados.

- El fondo de los decantadores circulares debe tener una inclinación de alrededor de 1:12 (vertical: horizontal).

- El diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque debe ser aproximadamente 15% a 20% del diámetro del decantador. Las paredes del pozo de ingreso deben profundizarse por lo menos a la mitad de la profundidad del tanque, para una buena distribución del licor mezclado, pero deben estar a una altura suficiente para no dispersar el lodo ya sedimentado.

- La velocidad de rotación del mecanismo de barrido de lodos no debe ser superior a 2 revoluciones por hora.

f) Los decantadores secundarios rectangulares serán la segunda opción después de los circulares. Para estos casos se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La relación largo /ancho debe ser 4/1 como mínimo.
- La relación ancho/ profundidad debe ser superior a 2/1.
- Para instalaciones pequeñas (hasta 300 $m^3$) se podrán diseñar sedimentadores rectangulares sin mecanismos de barrido de lodos, en cuyo caso se diseñarán pirámides o tolvas de lodo en todo el fondo.

*(Continúa)*

g) Para zanjas de oxidación se admite el diseño de la zanja con sedimentador secundario incorporado, para lo cual el proyectista deberá justificar debidamente los criterios de diseño.

h) Para las facilidades de retorno de lodos, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Para decantadores circulares, el retorno de lodo será continuo, pudiendo usarse las bombas centrífugas o tipo tornillo. La capacidad instalada de la estación de bombeo de lodo de retorno será por lo menos el 100% por encima de la capacidad operativa. La capacidad de bombeo será suficientemente flexible (con motores de velocidad variable o número de bombas) de modo que se puede operar a la planta en todas las condiciones a lo largo de la vida de la planta.
- Para decantadores rectangulares con mecanismo de barrido de movimiento longitudinal, se considerará la remoción de lodo en forma intermitente, entre períodos de viaje del mecanismo.
- El lodo de retorno debe ser bombeado a un cajón de repartición con compuertas manuales y vertederos, del cual se pueda separar el lodo de exceso.
- Alternativamente se puede controlar el proceso descargando el lodo de exceso directamente del tanque de aeración, usando la edad de lodo como parámetro de control. Por ejemplo si la edad de lodo es 20 d, se deberá desechar 1/20 del volumen del tanque de aeración cada día. Siendo esta la única forma de operación en el caso de zanjas de oxidación con sedimentador incorporado. En este caso el licor mezclado debe ser retirado en forma intermitente (de 6 a 8 retiros) a un tanque de concentración (en el caso de zanjas de oxidación) o a un espesador, en el caso de otros sistemas de baja edad de lodo.

#### 5.5.3.3 Zanjas de oxidación

a) Las zanjas de oxidación son aplicables a pequeñas y grandes comunidades y constituyen una forma especial de aeración prolongada con bajos costos de instalación por cuanto no es necesario el uso de decantación primaria y el lodo estabilizado en el proceso puede ser desaguado directamente en lechos de secado. Este tipo de tratamiento es además de simple operación y capaz de absorber variaciones bruscas de carga. Dadas las características del proceso, su eficiencia de tratamiento es más alta que en las demás variantes del proceso de lodos activados, normalmente en los siguientes intervalos:

- DBO entre el 95% y 98%
- DQO entre el 90% y 95%
- Nitrificación sobre el 95%

b) Los criterios de diseño para zanjas de oxidación son los enunciados en la sección anterior (lodos activados) en lo que se refiere a parámetros de diseño del reactor y sedimentador secundario y requisitos de oxígeno. En el presente numeral se dan recomendaciones adicionales propias de este proceso de tratamiento.

c) Para instalaciones de hasta 12 000 habitantes equivalentes de diseño se pueden diseñar zanjas de tipo convencional, con rotores horizontales. Para este caso se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La forma de la zanja convencional es ovalada, con un simple tabique no soportante en la mitad. Para una adecuada distribución de las líneas de flujo, se recomienda la instalación de por lo menos dos tabiques semicirculares localizados en los extremos, a 1/3 del ancho del canal.
- La entrada puede ser un simple tubo con descarga libre, localizado preferiblemente antes del rotor. En casos en los cuales se tengan más de dos zanjas se deberá considerar una caja de repartición de caudales.
- El rotor horizontal a seleccionarse debe ser de tales características que permita la circulación del líquido con una velocidad de por lo menos 25 cm/s. En este caso la profundidad de la zanja no deberá ser mayor que 1,5 m, para una adecuada transferencia de momento. No es necesario la profundización del canal debajo de la zona de aeración.

*(Continúa)*

- Los rotores son cuerpos cilíndricos de varios tipos, apoyados en cajas de rodamiento a sus extremos, por lo cual su longitud depende de la estructura y estabilidad de cada modelo. Para rotores de longitud mayor a 3 m se recomienda en uso de apoyos intermedios. Los apoyos en los extremos deben tener obligatoriamente cajas de rodetes auto alineantes, capaces de absorber las deflexiones del rotor sin causar problemas mecánicos.

- La determinación de las características del rotor como: diámetro, longitud, velocidad de rotación y profundidad de inmersión, debe efectuarse de modo que se puedan suministrar los requisitos de oxígeno al proceso en todas las condiciones operativas posibles. Para el efecto se deben disponer de las curvas características de rendimiento del modelo considerado, en condiciones estándar. Los rendimientos estándar de rotores horizontales son del orden de 1,8 kg $O_2$/kWh a 2,8 kg $O_2$/kWh.

- El procedimiento normal es diseñar primero el vertedero de salida de la zanja, el mismo que puede ser de altura fija o regulable y determinar el intervalo de inmersiones del rotor, para las diferentes condiciones de operación.

- Para instalaciones de hasta 20 l/s se puede considerar el uso de zanjas de operación intermitente, sin sedimentadores secundarios. En este caso se debe proveer almacenamiento del desecho por un período de hasta 2 h, ya sea en el interceptor o en una zanja accesoria.

- El conjunto motor-reductor deben ser escogidos de tal manera que la velocidad de rotación sea entre 60 RPM y 110 RPM y que la velocidad periférica del rotor sea alrededor de 2,5 m/s.

d) Para instalaciones mayores que 12 000 habitantes se deberá considerar obligatoriamente la zanja de oxidación profunda (reactor de flujo orbital) con aireadores de eje vertical y de baja velocidad de rotación. Estos aireadores tienen la característica de transferir momento a la masa líquida en forma eficiente de modo que imparten una velocidad adecuada y un flujo del tipo helicoidal. Para este caso se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La profundidad de la zanja será 5 m y el ancho 10 m como máximo. La densidad de energía deberá ser superior a 10 W/$m^3$.
- Los reactores pueden tener formas variadas, siempre que se localicen los aireadores en los extremos y en forma tangencial a los tabiques de separación. Se dan como guía los siguientes anchos y profundidades de los canales:

**TABLA 14. Dimensiones de canales para zanjas de oxidación**

| HABITANTES EQUIVALENTES | ANCHO m | PROFUNDIDAD m |
|---|---|---|
| 10000 | 5 | 1,50 |
| 25000 | 6,25 | 2 |
| 50000 | 8 | 3,5 |
| 75000 | 8 | 4 |
| 100000 | 9 | 4,5 |
| 200000 | 10 | 5 |

- En relación con la forma de los canales se dan las siguientes recomendaciones:
- La profundidad del canal debe estar entre 0,8 y 1,4 veces el diámetro del rotor seleccionado.

*(Continúa)*

- El ancho de los canales debe estar entre 2 y 3 veces el diámetro del rotor.
- La longitud desarrollada del canal no debe sobrepasar 250 m.
- Para los aireadores de eje vertical se dan las siguientes recomendaciones:
- La velocidad de rotación para aireadores pequeños debe estar entre 36 RPM y 40 RPM y para aireadores grandes entre 25 RPM y 40 RPM.
- La distancia entre el fin del tabique divisorio y los extremos de las paletas del rotor debe ser alrededor de 1,5% del diámetro total del rotor (incluyendo las paletas).
- La profundidad de inmersión del rotor debe estar entre 0,15 m y 0,2 m.
- La densidad de energía en la zona de mezcla total debe estar entre 20 $W/m^3$ y 60 $W/m^3$.
- Se pueden considerar zanjas de oxidación de funcionamiento continuo con zonas de desnitrificación antes de una zona de aeración. Para el efecto hay que considerar los siguientes aspectos:
- Se debe descontar de los requisitos de oxígeno del proceso, la cantidad de oxígeno que aporta la desnitrificación.
- En el diseño de sedimentadores secundarios, para zanjas con desnitrificación se debe asegurar un rápido retiro del lodo, para impedir la flotación del mismo.
- El vertedero de salida debe estar localizado al final de la zona de desnitrificación.
- Las normas de diseño para sedimentadores secundarios se encuentran en la sección de lodos activados.

### 5.5.4 Filtros percoladores

**5.5.4.1** Los filtros percoladores deberán diseñarse de modo que se reduzca al mínimo la utilización de equipos mecánicos. Para ello se preferirá las opciones de utilizar lechos de piedra, distribución del efluente primario (tratado en tanques Imhoff) por medio de boquillas, sedimentadores secundarios sin mecanismos de barrido (con tolvas de lodos) y retorno del lodo secundario al tratamiento primario.

**5.5.4.2** El tratamiento previo a los filtros percoladores será: Cribas, desarenadores y sedimentación primaria (convencional o con tanques Imhoff).

**5.5.4.3** Los filtros podrán ser de alta o baja carga, para lo cual se tendrán en consideración los parámetros de diseño que constan en la Tabla X.15.

**TABLA 15. Parámetros de diseño para filtros percoladores**

| PARÁMETRO | TIPO DE CARGA | |
|---|---|---|
| | BAJA | ALTA |
| Carga hidráulica, m/d | 1 – 4 | 10 – 40 |
| Carga orgánica, kg DBO/($m^3$.d) | 0,08 – 0,32 | 0,32 – 1 |
| Profundidad (lecho de piedra), m | | 1 – 2 |
| (medio plástico), m | 1,5 – 3 | hasta 12 m |
| Razón de recirculación | 0 | 1 – 2 |

**5.5.4.4** En los filtros de baja carga la dosificación debe efectuarse por medio de sifones, con un intervalo de dosificaciones de 5 min. Para los filtros de alta carga la dosificación es continua por efecto de la recirculación y en caso de usarse sifones, el intervalo de dosificaciones será inferior a 15 s.

**5.5.4.5** Se utilizará cualquier sistema de distribución que garantice la repartición uniforme del efluente primario sobre la superficie del medio de contacto, evitándose la mecanización innecesaria.

*(Continúa)*

**5.5.4.6** Cuando se usen boquillas fijas, se las ubicará en los vértices de triángulos equiláteros que cubran toda la superficie del filtro. El dimensionamiento de los conductos de distribución dependerá de si la distribución es intermitente o continua.

**5.5.4.7** Se permitirá cualquier medio de contacto que promueva el desarrollo de la mayor cantidad de bio película y que permita la libre circulación del líquido y del aire, sin producirse obstrucciones. El medio de contacto deberá tener una superficie externa mínima de 40 $m^2$ por $m^3$ de lecho. Cuando se utilicen piedras pequeñas el tamaño mínimo será de 25 mm y el máximo de 75 mm Para piedras grandes su tamaño oscilará entre 10 cm y 12 cm.

**5.5.4.8** Se diseñará un sistema de ventilación de modo que exista una circulación natural del aire, por diferencia de temperatura a través del sistema de drenaje y a través del lecho de contacto.

**5.5.4.9** El sistema de drenaje debe cumplir con los siguientes objetivos:

- Proveer un soporte físico al medio de contacto
- Recolectar el líquido, para lo cual el fondo debe tener una pendiente entre el 1% y el 2%.
- Permitir una recirculación adecuada de aire, para lo cual el proyectista deberá presentar los cálculos justificativos correspondientes.

**5.5.4.10** El sistema de drenaje deberá cumplir con las siguientes recomendaciones:

- Los canales de recolección de agua deberán trabajar con su sección transversal no más del 50% llena.
- Deben ubicarse pozos de ventilación en los extremos del canal central de ventilación.
- En caso de filtros de gran superficie deben diseñarse pozos de ventilación en la periferia de la unidad. La superficie abierta de estos pozos será de 1 $m^2$ por cada 250 $m^2$ de superficie de lecho.
- El área total de las aberturas en el tope del sistema de drenaje no debe ser menor al 15 % del área total del filtro.
- En filtros de baja carga sin recirculación, el sistema de drenaje deberá diseñarse de modo que se pueda inundar el lecho, con la finalidad de controlar el desarrollo de insectos.

**5.5.4.11** Se deben diseñar obligatoriamente facilidades de sedimentación secundaria. El propósito de estas unidades es de separar la biomasa producida en el filtro. El diseño es similar al de sedimentadores primarios con la excepción de que la carga de diseño es basada en el flujo de la planta más el flujo de recirculación. La carga superficial recomendada debe estar por debajo de 48 m/d basada en el caudal máximo.

**5.5.5 Módulos rotatorios de contacto**

**5.5.5.1** Son unidades que tienen un medio de contacto colocado en módulos cilíndricos que rotan alrededor de su eje. Los módulos generalmente están sumergidos hasta un 40% de su diámetro de modo que al rotar permiten que la bio película se ponga en contacto alternadamente con el efluente primario y con el aire. Las condiciones de aplicación de este proceso es similar a las de filtros biológicos en lo que se refiere a eficiencias.

**5.5.5.2** Para impedir la obstrucción con arena y material flotante se debe incluir cribas (con una separación entre barras menor a la normal) y desarenadores. Debido a que la velocidad de rotación de los módulos no es suficiente para mantener los sólidos en suspensión, este proceso debe estar precedido de tratamiento primario.

**5.5.5.3** Los módulos rotatorios pueden tener los siguientes medios de contacto:

- Discos de madera, material plástico o metal ubicados en forma paralela de modo que provean una alta superficie de contacto para el desarrollo de la bio película.
- Cestas de alambre de forma cilíndrica llenas de esferas de material liviano (v. gr. bolas de poliuretano).

*(Continúa)*

**5.5.5.4** Se dará preferencia a los módulos de fabricación nacional y a aquellos cuyo mecanismo de rotación pueda recibir mantenimiento local, puesto que los módulos importados tienen un elevado costo.

**5.5.5.5** Para diseño de estas unidades se deben observar las siguientes recomendaciones:

- Carga hidráulica entre 0,08 m/d y 0,16 m/d
- La velocidad periférica de rotación para aguas servidas municipales debe mantenerse alrededor de 0,3 m/s
- El volumen mínimo de las unidades deben ser de 4,88 litros por cada $m^2$ de superficie de medio de contacto.
- Para módulos en serie se utilizará un mínimo de cuatro unidades.

**5.5.5.6** El efluente de los módulos debe tratarse en un sedimentador secundario, para separación de la biomasa. Los criterios de diseño de esta unidad son similares a los del sedimentador secundario de filtros biológicos.

### 5.6 Otros tipos de tratamiento

#### 5.6.1 Aplicación sobre el terreno y re uso agrícola

**5.6.1.1** La aplicación en el terreno de aguas residuales pre tratadas es un tipo de tratamiento que puede o no producir un efluente final. Para el uso de estos tratamientos con propósitos de re uso agrícola en el Ecuador, es necesario que se cumplan con las recomendaciones de la OMS, que determinan la remoción de nematodos intestinales y de coliformes fecales a los siguientes niveles, según el tipo de re uso:

a) Para irrigación de productos que se consumen crudos, campos deportivos y parques públicos, se requiere la reducción completa de nematodos intestinales y de coliformes fecales a niveles de 1 000 organismos por 100 ml o menos. En este caso se recomienda un pre tratamiento por lagunas de estabilización.

b) Para irrigación de productos cerealíferos, cosechas para procesamiento industrial y para alimento de animales, pastizales y árboles, se requiere la reducción completa de nematodos intestinales y no se establece un nivel para los coliformes. En este caso se recomienda un pre tratamiento por lagunas de estabilización con un período de retención de 10 d como mínimo.

c) Para riego localizado de los productos indicados en la categoría anterior, en donde no ocurre la exposición de trabajadores y el público, no se establecen límites para nematodos y coliformes fecales, pero se debe considerar la posibilidad de que por la falta de control y vigilancia, se encuadren esporádicamente en las dos categorías antes mencionadas.

**5.6.1.2** Antes de proceder al diseño de un sistema de aplicación de aguas residuales sobre el terreno, se procederá a efectuar un estudio de factibilidad, con el aporte del sector agrícola y de suelos, en el cual se considerarán por lo menos los siguientes aspectos:

- Evaluación de los suelos: problemas de salinidad, infiltración, drenaje, etc.
- Evaluación de la calidad del agua: posibles problemas de toxicidad, tolerancia de cultivos, etc.
- Tipos de cultivos, formas de irrigación, necesidades de almacenamiento, obras de infraestructura, costos y rentabilidad.

**5.6.1.3** Los tres principales procesos de aplicación en el terreno son: riego a tasa lenta, infiltración rápida y flujo superficial. Para un adecuado diseño de los sistemas de aplicación en el terreno, el proyectista deberá buscar una cuidadosa interacción con los sectores: agrícola, de suelos y económico. En los siguientes numerales se dan lineamentos generales para diseño.

*(Continúa)*

**5.6.1.4** Para el sistema de riego de tasa lenta se sugieren los siguientes parámetros de diseño:

a) Se escogerán suelos que tengan un buen drenaje y una permeabilidad de por lo menos 5 cm/d.
b) Pendiente del terreno: para cultivos 20% como máximo y para bosques hasta el 40%.
c) Profundidad de la capa freática: mínimo 1,5 m y preferiblemente más de 3 m.
d) Pre tratamiento requerido: según los lineamientos del numeral anterior.
e) Requisitos de almacenamiento: se debe analizar cuidadosamente efectuando un balance hídrico.

Las variables a considerarse son por lo menos:

- Capacidad de infiltración
- Régimen de lluvias
- Tipo de suelo y de cultivo
- Evapotranspiración y evaporación
- Carga hidráulica aplicable
- Períodos de descanso
- Tratamiento adicional que se produce en el almacenamiento, etc.

f) La carga de nitrógeno se comprobará de modo que al efectuar un balance hídrico, la concentración calculada de nitratos en las aguas subterráneas sea inferior a 10 mg/l (como nitrógeno).
g) La carga orgánica será entre 11 y 28 kg DBO/(ha.d), para impedir el desarrollo exagerado de biomasa. Las cargas bajas se utilizarán con efluentes secundarios y las cargas altas con efluentes primarios.
h) Los períodos de descanso usualmente varían entre 1 y 2 semanas.
i) Se preferirán los dos primeros tipos de cultivos indicados en el numeral 5.6.1.1. con la rotación alternada que requiera un adecuado manejo de los suelos. Para defensa de la calidad del agua subterránea se preferirán los cultivos con alta utilización de nitrógeno.

**5.6.1.5** Para los sistemas de infiltración rápida se recomiendan los siguientes parámetros:

a) Se requieren suelos capaces de infiltrar de 10 cm/d a 60 cm/d, como arena, limos arenosos, arenas limosas y grava fina. Se requiere también un adecuado conocimiento de las variaciones de nivel freático.
b) El pre tratamiento requerido es primario como mínimo y debe escogerse de acuerdo con los lineamentos del numeral 5.6.1.1.
c) La capa freática debe estar entre 3 m y 4,5 m de profundidad, como mínimo.
d) La carga hidráulica puede variar entre 2 cm y 10 cm por semana, dependiendo de varios factores.
e) Se debe determinar el almacenamiento necesario considerando las variables indicadas en el numeral anterior. Se deben mantener períodos de descanso entre 5 d y 20 d para mantener condiciones aeróbicas en el suelo. Los períodos de aplicación se escogerán manteniendo una relación entre 2:1 a 7:1 entre períodos de descanso y de aplicación.
f) La carga orgánica recomendada debe mantenerse entre 10 y 60 kg DBO/(ha.d)

**5.6.1.6** Para los sistemas de flujo superficial se recomiendan los siguientes parámetros:

a) Se requieren suelos arcillosos de baja permeabilidad.
b) La pendiente del terreno debe estar entre el 2% y el 8% (preferiblemente el 6%), Se requiere una superficie uniforme sin quebradas o cauces naturales, de modo que las aguas servidas puedan distribuirse en una capa de espesor uniforme en toda el área de aplicación. La superficie deberá cubrirse con pasto o cualquier otro tipo de vegetación similar que sea resistente a las condiciones de inundación y que provea un ambiente adecuado para el desarrollo de bacterias.
c) El nivel freático debe estar 0,6 m por debajo como mínimo, para permitir una adecuada aeración de la zona de raíces.
d) El pre tratamiento requerido es primario como mínimo y debe escogerse de acuerdo con los lineamentos del numeral 5.6.1.1.
e) El almacenamiento debe determinarse siguiendo los lineamentos indicados en el numeral 5.6.1.3. Este análisis definirá la carga hidráulica a utilizarse.

*(Continúa)*

f) Se pueden usar cargas orgánicas de hasta 76 kg DBO/(ha.d). El sistema de aplicación debe ser intermitente, con una relación de 2:1 entre los períodos de descanso a períodos de aplicación. Antes del corte o utilización de la vegetación para alimento de animales se debe permitir un período de descanso de 2 semanas como mínimo.

**5.6.2 Tratamientos con plantas acuáticas**

**5.6.2.1** Aunque hay abundante bibliografía sobre el uso de plantas acuáticas para el tratamiento de aguas residuales, existen varios aspectos aún no resueltos que limitan la aplicación de estos sistemas de tratamiento, por lo cual el proyectista deberá justificar cuidadosamente la selección de estos procesos, teniendo en consideración los lineamentos que se dan a continuación.

**5.6.2.2** La tecnología del uso de plantas flotantes (principalmente la Eichhornia Crassipes), para mejorar la calidad de efluentes de lagunas de estabilización u otros procesos de tratamiento, es aplicable para climas cálidos como los de la costa y oriente ecuatorianos. Para climas más fríos los requisitos de área se incrementan considerablemente.

**5.5.6.3** El uso de plantas flotantes no es aplicable a lagunas tratando desechos crudos, debido a que las lagunas son diseñadas de formas especiales incompatibles con las requeridas por unidades primarias para una adecuada remoción de sólidos.

**5.5.6.4** El uso de plantas emergentes en combinación con filtros arenosos o de piedra se debe considerar todavía en una etapa de desarrollo y no constituyen una alternativa confiable hasta que se contestan preguntas sobre aspectos claves como: remoción de bacterias y parásitos y de operación ante condiciones variables.

**5.5.6.5** En caso de utilizarse plantas acuáticas flotantes como la Eichhornia Crassipes, se deben diseñar lagunas de forma alargada para facilitar la cosecha de las plantas. El proyectista debe considerar que en condiciones climáticas similares a las de la costa ecuatoriana se producen entre 200 kg/(ha.d ) y 250 kg/(ha.d)(peso seco), o sea entre 4 t/(ha.d) y 5 t/(ha.d) de plantas con un 95% de humedad. La disposición de esta gran cantidad de material pone una seria barrera en el uso de este sistema.

**5.5.6.6** El proyectista deberá justificar cuidadosamente el uso de por lo menos los siguientes criterios:

- Tasa de aplicación hidráulica
- Forma y dimensiones de la laguna de plantas flotantes
- Remoción de compuestos orgánicos y de bacterias
- Forma de procesamiento y disposición de las plantas

**5.6.3 Filtros intermitentes de arena**

**5.6.3.1** Son unidades que fueron usadas desde hace muchos años para el tratamiento de efluentes primarios o secundarios. Actualmente su uso está restringido a efluentes de lagunas de estabilización. La única instalación que se conoce fue construida en el Uruguay hace muchos años, ha sido discontinuada por problemas operativos.

**5.6.3.2** En caso de utilizarse este proceso, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

a) Pre tratamiento: primario como mínimo. Recomendable secundario por lagunas de estabilización.

b) Carga hidráulica: de 0,08 m/d a 0,2 m/d para efluente primario y de 0,2 m/d a 0,4 m/d para efluente secundario.

c) Lecho filtrante: material granular lavado con menos del 1% por peso de materia orgánica. La arena tendrá un tamaño efectivo de 0,35 mm a 1 mm y un coeficiente de uniformidad menor que 4 (preferiblemente 3,5). La profundidad del lecho podrá variar entre 0,6 m y 0,9 m.

*(Continúa)*

d) El sistema de drenaje consiste en tubos con juntas abiertas o con perforaciones y un tubo de ventilación al extremo, aguas arriba. La pendiente de los tubos será entre 0,5% y el 1%. Bajo las tuberías se colocará un lecho de soporte constituido por grava o piedra triturada de 0,6 cm a 3,8 cm de diámetro.

e) La distribución del afluente se efectuará por medio de canaletas o por aspersión. Se deben colocar placas protectoras de hormigón para impedir la erosión del medio filtrante.

f) El afluente debe dosificarse con una frecuencia mínima de 2 veces al día, inundando el filtro hasta 5 cm de profundidad.

g) El número mínimo de unidades es dos. Para operación continua, una de las unidades debe ser capaz de tratar todo el caudal, en tiempo de mantenimiento de la otra unidad, o alternativamente se debe proveer almacenamiento del desecho durante el período de mantenimiento.

**5.6.4 Tratamientos anaeróbicos de flujo ascendente**

**5.6.4.1** Estos procesos de tratamiento son una modificación del proceso de contacto anaeróbico desarrollado hace varias décadas y consisten en un reactor en el cual el afluente es introducido a través de un sistema de distribución localizado en el fondo y fluye hacia arriba atravesando un medio de contacto anaeróbico. En la parte superior existe una zona de separación de fases y el efluente clarificado sale por la parte superior. Los tiempos de permanencia en estos procesos son relativamente cortos. Existen básicamente dos tipos de reactores de flujo ascendente:

1) El de lecho fluidizado, en el cual el medio de contacto es un material granular (normalmente arena). El afluente se aplica en el fondo a una tasa controlada (generalmente se requiere de recirculación) para producir la fluidización del medio de contacto y la biomasa se desarrolla alrededor de los granos del medio.

2) El reactor de flujo ascendente con manto de lodos (conocido como UASB = upflow anaerobic sludge blanket process), en el cual el desecho fluye hacia arriba a través de una zona de manto de lodos.

**5.6.4.2** Para determinar las condiciones de aplicación se requiere analizar las ventajas y desventajas del proceso.

Las principales ventajas del proceso son:

- eliminación del proceso de sedimentación
- relativamente corto período de retención
- producción de biogas y
- aplicabilidad a desechos de alta concentración.

Las principales desventajas del proceso son:

- muy limitada remoción de bacterias y aparentemente nula remoción de parásitos
- sensibilidad de los sistemas anaeróbicos a cambios bruscos de carga y de temperatura
- difícil aplicación del proceso a desechos de baja concentración
- problemas operativos que implican la necesidad de operación calificada para el control del proceso y el deterioro de materiales por efecto de la corrosión
- necesidad de tratamiento posterior, principalmente porque el proceso transforma el nitrógeno orgánico a amoníaco, lo cual impone una demanda de oxígeno adicional y presenta la posibilidad de toxicidad
- la única instalación que ha sido construida en el país, se encuentra en la Ciudad de Chone y de ninguna manera puede considerarse un éxito

*(Continúa)*

De un análisis realista de una gran cantidad de información existente sobre el proceso se establecen las siguientes condiciones de aplicación:

a) La práctica de uso de estos procesos en el tratamiento de aguas residuales de ciudades de varios tamaños, no tiene un historial suficientemente largo como para considerarlos de tecnología establecida. La variante por lechos fludizados presenta menor experiencia que la variante por flujo ascendente con manto de lodos.

b) Sin embargo el uso de los mismos para el tratamiento de desechos industriales concentrados aparece actualmente aceptable.

c) Previo al diseño definitivo es recomendable que los criterios de diseño sean determinados experimentalmente, con el uso de plantas piloto.

**5.6.4.3** Antes de proceder al diseño de estos procesos de tratamiento se deberán haber cumplido con las disposiciones del numeral 4.2.1 sobre la determinación del grado de tratamiento.

**5.6.4.4** Para orientación en los diseños preliminares de plantas con lechos anaeróbicos fluidizados (de material granular), se dan los siguientes parámetros:

a) El tratamiento previo debe ser cribas y desarenadores.
b) Carga orgánica: entre 1,6 kg DBO/($m^3$.d) y 4,8 kg DBO/($m^3$.d).
c) Medio de contacto: partículas de 0,5 mm a 1 mm de diámetro, con densidades entre 1,3 g/$cm^3$ y 3 g/$cm^3$. Son preferibles las partículas de baja densidad.
d) Expansión del lecho: del 5% al 20%.
e) Distribución uniforme del flujo
f) Se requiere la recirculación del efluente para mantener un grado uniforme de expansión.

**5.6.4.5** Para orientación en los diseños preliminares de plantas con lechos anaeróbicos de manto de lodos, se dan los siguientes parámetros:

a) Cargas de diseño:

entre 10 kg DBO/($m^3$.d) y 15 kg DBO/($m^3$.d) para 30°C
entre 5 kg DBO/($m^3$.d) y 10 kg DBO/($m^3$.d) para 20 °C
entre 2 kg DBO/($m^3$.d) y 5 kg DBO/($m^3$.d) para 15 °C
entre 1 kg DBO/($m^3$.d) y 3 kg DBO/($m^3$.d) para 10 °C

b) Altura del manto de lodo: entre 2 m y 2,5 m.
c) Carga volumétrica: entre 0,6 $m^3$ y 3,8 $m^3$ por $m^3$ de reactor.
d) Carga hidráulica: entre 0,04 m/h y 0,16 m/h.
e) Tiempo de retención: entre 5 h y 17 h.

**5.6.4.6** Para los diseños de estas unidades el proyectista deberá justificar la determinación de valores para los siguientes aspectos:

a) Eficiencias de remoción de la materia orgánica, de coliformes y nematodos intestinales.
b) La cantidad de lodo biológico producido y la forma de disposición final.
c) El diseño de los orificios de distribución en el fondo.
d) La cantidad de gas producida y los dispositivos para control y manejo.
e) Los requisitos mínimos de post-tratamiento
f) Para este tipo de proceso será indispensable la presentación de un manual de operación y mantenimiento, con indicación de los parámetros de control del proceso, el dimensionamiento del personal y las calificaciones mínimas del personal de operación y mantenimiento.

**5.6.5 Desinfección**

*(Continúa)*

**5.6.5.1** La reducción de bacterias se efectuará preferiblemente con el uso de lagunas de estabilización. La desinfección de aguas residuales no es recomendable en el Ecuador, en consideración a aspectos técnicos como:

- El crecimiento bacteriano posterior a la desinfección con cloro
- La poca disponibilidad de cloro para sistemas de agua potable
- La posibilidad de formación de compuestos órgano clorados, y
- El alto costo

**5.6.5.2** Solamente en el caso en el que el cuerpo receptor demande una alta calidad bacteriológica y no sea posible la construcción de lagunas, se considerará la desinfección de efluentes secundarios en forma intermitente y con cloro. Tal es el caso de cuerpos receptores usados para actividades recreativas con contacto directo. La desinfección de desechos crudos o efluentes primarios no es considerada una opción técnicamente aceptable, por el alto consumo de cloro por presencia de los sólidos disueltos.

**5.6.5.3** En caso de diseñarse facilidades de cloración el proyectista deberá presentar justificativos en relación con los siguientes aspectos:

- La dosis de cloro
- El tiempo de contacto y diseño de la correspondiente cámara
- Los detalles de las facilidades de dosificación, inyección, almacenamiento y dispositivos de seguridad

## 5.7 Tratamientos de lodos

### 5.7.1 Generalidades

**5.7.1.1** Para proceder al diseño de facilidades de tratamiento de lodos, se realizará un inventario de producción de lodos en los procesos de tratamiento de la planta, debiéndose tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El inventario se realizará para condiciones de caudales y concentraciones medias y temperaturas correspondientes al mes más caliente.
- Para lodos primarios se determinará el volumen y masa de sólidos en suspensión totales y volátiles teniendo en consideración los porcentajes de remoción, contenido de sólidos y densidades indicadas en el numeral 5.4.3.3.
- Para procesos de tratamiento biológico como los de lodos activados y filtros biológicos se determinará la masa de lodos biológicos producidos por síntesis de la materia orgánica menos la cantidad destruida por respiración endógena.
- En los procesos de lodos activados con descarga de lodos directamente desde el tanque de aeración, se determinará el volumen de lodo producido a partir del parámetro de la edad de lodos. En este caso la concentración del lodo de exceso es la misma que la del tanque de aeración.
- En los procesos de lodos activados con descarga del lodo de exceso antes del tanque de aeración, se determinará el volumen de lodo producido a partir de la concentración del lodo re circulado del fondo del sedimentador secundario.

**5.7.1.2** Se tendrá en consideración además las cantidad de lodos de fuentes exteriores, como tanques sépticos.

**5.7.1.3** Los lodos de zanjas de oxidación y aeración prolongada no requieren otro proceso de tratamiento que el de desaguado, generalmente en lechos de secado.

**5.7.1.4** Los lodos de otros sistemas de tratamiento de lodos activados y de filtros biológicos necesitan ser estabilizados. Para el efecto se escogerán procesos que sean de bajo costo y de operación y mantenimiento sencillos. Se evitará al máximo el uso de mecanismos importados tales como filtros al vacío, centrífugas, secadores, filtros prensas, incineradores, etc., pues todos ellos no constituyen una tecnología apropiada para el Ecuador.

*(Continúa)*

**5.7.1.5** Para la estabilización de lodos biológicos se evitará la digestión aeróbica debido a los altos costos iniciales y de operación. Se preferirá la digestión anaeróbica, pudiendo considerarse las siguientes alternativas:

- Digestión anaeróbica en dos etapas con recuperación de gas.
- Sistemas de digestión anaeróbica abiertos (sin recuperación de gas), como:
- Digestores convencionales abiertos y
- Lagunas de lodos

**7.5.1.6** Para procesamiento de lodos estabilizados se considerarán las siguientes opciones:

- Lechos de secado y transporte del lodo seco.
- Almacenamiento en lagunas y disposición en el terreno del lodo sin deshidratar.

**5.7.2 Digestión anaeróbica**

**5.7.2.1** La digestión anaeróbica es un proceso de tratamiento de lodos que tiene por objeto la estabilización, reducción de volumen e inactivación de organismos patógenos de lodos. El lodo ya estabilizado puede ser procesado sin problemas de malos olores. Para efectos de las presentes normas, se considerará el proceso de digestión anaeróbica forzosamente para los siguientes casos:

- Para lodo de plantas primarias.
- Para lodo primario y secundario de plantas de tratamiento con filtros biológicos.
- Para lodo primario y secundario de plantas de lodos activados (exceptuando los casos de plantas de aeración prolongada).

**5.7.2.2** Para casos en los cuales se desea recuperar el gas del proceso, se diseñará un proceso de digestión de dos etapas, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El volumen del digestor de la primera etapa se determinará adoptando una carga entre 1,6 kg SSV/($m^3$.d) y 8 kg SSV/($m^3$.d), las mismas que corresponden a valores de tasas altas. Para las condiciones de la costa y el oriente se usarán cargas más altas y para instalaciones en la sierra se usarán cargas más bajas.

- El contenido de sólidos en el lodo tiene gran influencia en el tiempo de retención de sólidos. Se comprobará el tiempo de retención de sólidos en la primera etapa, de acuerdo con los valores que se indican y si es del caso se procederá a reajustar la carga:

**TABLA 16. Tiempos de retención de sólidos en función de la temperatura**

| TEMPERATURA, °C | TIEMPO DE RETENCIÓN, d |
|---|---|
| 18 | 28 |
| 24 | 20 |
| 30 | 14 |
| 35 | 10 |
| 40 | 10 |

- La primera etapa será diseñada sin calentamiento, pero se considerará mezcla intermitente por medio de una bomba centrífuga de impulsor abierto. El digestor de la primera etapa será de hormigón, con cubierta fija.

*(Continúa)*

- El volumen de la segunda etapa será igual al de la primera. El digestor de la segunda etapa tendrá una cubierta flotante, diseñada para mantener una presión uniforme del gas, por efecto del peso de la cubierta y peso adicional requerido. La cubierta será instalada descansando sobre topes de hormigón dimensionados para resistir el esfuerzo cortante.

- Adicionalmente, el digestor de segunda etapa deberá tener facilidades de rebose y para remoción del sobre nadante en por lo menos tres niveles superiores. El sobre nadante será retornado a los procesos de tratamiento.

- Otros detalles a considerarse en el diseño de digestores son:

- La forma de los tanques puede ser ovalada, circular o cuadrada.

- El fondo de los digestores cilíndricos debe tener una pendiente hacia el centro de por lo menos 1:6. El lodo digerido es retirado del fondo del tanque, al centro.

- La profundidad varía entre 6 m y 14 m. Para tanques cilíndricos de 15 m a 18 m de diámetro, la profundidad generalmente varía entre 5 m y 6 m. Para tanques de mayor capacidad generalmente se especifican profundidades alrededor de 10 m.

- Los digestores deben tener facilidades de limpieza y mantenimiento. Se recomienda la instalación de un pozo de inspección central.

- El proyectista deberá justificar el diseño de las facilidades de recuperación de gas, teniendo en consideración por lo menos los siguientes aspectos:

- Facilidades de medición de gas
- Trampas de llamas y otros sistemas de seguridad
- Almacenamiento de gas
- Manómetros, trampas de gotas y quemadores de gas.

**5.7.2.3** Para casos en los cuales no se desea recuperar el gas del proceso, se diseñará un proceso de digestión abierto de una etapa, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El volumen del digestor se determinará adoptando una carga entre 0,4 kg SSV/($m^3$.d) y 1,6 kg SSV/($m^3$.d), las mismas que corresponden a valores de tasas bajas. Para las condiciones de la costa y el oriente se usarán cargas más altas y para instalaciones en la sierra se usarán cargas más bajas.

- El contenido de sólidos en el lodo tiene gran influencia en el tiempo de retención de sólidos. Se comprobará el tiempo de retención de sólidos, de acuerdo con los valores que se indican y si es del caso se procederá a reajustar la carga:

**TABLA 17. Tiempos de retención de sólidos en lodos**

| TEMPERATURA, °C | TIEMPO DE RETENCION, d |
|---|---|
| 20 | 47 |
| 25 | 37 |
| 30 | 33 |
| 35 | 24 |
| 40 | 23 |

*(Continúa)*

- Los digestores abiertos pueden ser de forma de tanque circular o cuadrado o en forma de laguna de lodos.

**5.7.3 Lagunas de lodos**

**5.7.3.1** Las lagunas de lodos pueden emplearse como digestores o para almacenamiento. Su profundidad generalmente varía entre 3 m y 5 m y su superficie se determinará con el uso de una carga superficial entre 0,1 kg SSV/($m^3$.d) y 0,25 kg SSV/($m^2$.d). Para evitar la presencia de malos olores se deben usar cargas hacia el lado bajo.

**5.7.3.2** Los requisitos de volumen para una laguna para digestión de lodos se determinan con los parámetros anteriormente indicados para digestores de baja carga.

**5.7.3.3** Las facilidades de lagunas de lodos deben diseñarse teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los diques y fondo de estas lagunas son preferiblemente diseñadas con recubrimiento de losetas de hormigón.

- Los taludes de los diques pueden ser de mayor pendiente que para lagunas de estabilización. El fondo de las mismas debe tener pendiente hacia una tolva central.

- Se deben incluir facilidades para remoción del lodo digerido en el fondo y del sobre nadante, en por lo menos tres niveles superiores.

- En forma similar que para lagunas de estabilización se deberán incluir facilidades para limpieza, circulación de vehículos, rampas de acceso, etc.

**5.7.4 Aplicación de lodos sobre el terreno**

**5.7.4.1** Los lodos estabilizados provenientes del proceso de zanjas de oxidación y de digestión anaeróbica tienen un valor como abono y podrán ser aplicados en estado líquido directamente sobre el terreno, siempre que se haya removido por lo menos el 55% de los sólidos volátiles suspendidos.

**5.7.4.2** Para el efecto se escogerán sitios ubicados a por lo menos 500 m de la vivienda más cercana. El terreno deberá estar protegido contra la escorrentía de aguas lluvias y no deberá tener acceso al público.

**5.7.4.3** El terreno deberá tener una pendiente inferior al 6% y su suelo deberá tener una tasa de infiltración entre 1 cm/h y 6 cm/h, estar bien drenado, de composición química alcalina o neutra, debe ser profundo y de textura fina y con un nivel freático ubicado a por lo menos 10 m de profundidad.

**5.7.4.4** En la misma forma que para la disposición de aguas residuales sobre el terreno se deberá tener en cuenta que para una adecuado diseño, el proyectista deberá buscar una cuidadosa interacción con los sectores: agrícola, de suelos y económico, en la determinación de por lo menos los siguientes aspectos:

- Concentración de metales pesados en los lodos y compatibilidad con los niveles máximos permisibles.
- Cantidad de cationes en los lodos y capacidad de intercambio iónico.
- Tipos de cultivos y formas de riego, etc.

**5.7.5 Remoción de lodos de lagunas de estabilización**

*(Continúa)*

**5.7.5.1** Para remoción de lodos de lagunas primarias, se procederá al drenado mediante el uso de sifones. Las lagunas deberán drenarse hasta alcanzar el mínimo nivel, en estas condiciones el lodo quedará expuesto al ambiente. La operación de secado debe escogerse en la estación seca y tiene una duración no mayor a dos meses. Durante esta operación el agua residual debe idealmente tratarse sobrecargando una batería paralela.

**5.7.5.2** El lodo del fondo debe dejarse secar a la intemperie. El mecanismo de secado es exclusivamente por evaporación y su duración depende de las condiciones ambientales, principalmente de la temperatura. En condiciones de climas cálidos y templados, el lodo de una laguna se seca en períodos entre 4 y 6 semanas, formando grietas en forma similar a la de lechos de secado.

**5.7.5.3** Una vez que se ha logrado un contenido de sólidos de alrededor del 35%, el lodo es manejable y puede ser removido en forma manual o con la ayuda de equipo pesado. Para instalaciones grandes es recomendable la remoción de lodo con cargadores frontales y volquetas.

**5.7.5.4** El lodo seco debe almacenarse en pilas de hasta 2 m de altura previo a su uso como abono. Los lodos secos tienen gran demanda como abono y solamente en el caso de no ser factible el uso agrícola, se debe proceder a su disposición idealmente en el relleno sanitario de la ciudad.

### 5.7.6 Lechos de secado

**5.7.6.1** Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratación de lodos estabilizados aeróbicamente (zanjas de oxidación) o anaeróbicamente (digestión anaeróbica).

**5.7.6.2** Previo al dimensionamiento de los lechos se calculará la masa y el volumen de lodos estabilizados, por año. En el caso de zanjas de oxidación el contenido de sólidos en el lodo es conocido. En el caso de lodos digeridos anaeróbicamente, se determinará la masa de lodos considerando una reducción de sólidos volátiles entre el 50% y 55%. La gravedad específica de los lodos digeridos varía entre 1,03 y 1,04. Si bien el contenido de sólidos en el lodo digerido depende del tipo de lodo, los siguientes valores se dan como guía:

- Para lodo primario digerido: de 8% a 12% de sólidos.
- Para lodo de procesos biológicos incluido lodo primario: de 6% al 10% de sólidos.

**5.7.6.3** Los requisitos de área de lechos de secado se determinan adoptando una profundidad de aplicación entre 20 cm y 30 cm y calculando el número de aplicaciones por año. Para el efecto se deben tener en cuenta los siguientes períodos de operación:

- Período de aplicación: 4 h a 6 h
- Período de secado: entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 y 6 semanas para climas más fríos.
- Período de remoción del lodo seco: entre 1 y 2 semanas para instalaciones con limpieza manual (dependiendo de la forma de los lechos) y entre 1 d y 2 d para instalaciones pavimentadas en las cuales se puede empujar el lodo seco, con un tractor pequeño.
- Período de preparación y mantenimiento: de 1 d a 2 d por aplicación para lechos de arena. Un día por aplicación para lechos con ladrillos (con juntas de arena) y una semana por año para lechos pavimentados con drenaje central.

**5.7.6.4** Adicionalmente se comprobarán los requisitos de área teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

*(Continúa)*

**TABLA 18. Requisitos de áreas para lechos de secado**

| TIPO DE LODO | Kg SOLIDOS/($m^2$.AÑO) |
|---|---|
| Primario | 120 – 200 |
| Primario y filtros percoladores | 100 – 160 |
| Primario y lodos activados | 60 – 100 |
| Zanjas de oxidación | 110 – 200 |

**5.7.6.5** En relación con detalles de diseño de lechos de secado, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los tanques pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), de una profundidad total de 30 cm a 40 cm. El ancho de los lechos es generalmente entre 3 m y 6 m pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.

- El medio de drenaje no es de importancia en relación con el secado, ya que el mecanismo de secado es casi exclusivamente por evaporación, sin embargo sirve para drenar agua de lluvias cuando los lechos están fuera de operación. Este medio generalmente es de 0,3 m de espesor y debe tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 cm a 3 cm llena de arena. La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 mm a 1,3 mm y un coeficiente de uniformidad menor que 5.

- Debajo de la arena se debe colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 mm y 51 mm (1/16" y 2"), de 0,2 m de espesor.

- Los drenes deben estar constituidos por tubos de 100 mm colocados debajo de la grava, en pequeñas zanjas.

- Alternativamente se pueden diseñar lechos pavimentados con losas de hormigón o losetas prefabricadas, con una pendiente de 1,5% hacia un canal central de drenaje. La forma de estos lechos es de 5 m a 15 m de ancho, por 20 m a 45 m de largo.

- Para cada lecho se debe proveer una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta y loseta en el fondo, para impedir la destrucción del lecho.

**5.8 Criterios de descarga de efluentes industriales al sistema de alcantarillado**

**5.8.1** Los efluentes industriales pueden ser aceptados en un sistema de alcantarillado siempre que cumplan con requisitos de descarga que tienen el propósito de defender al sistema de alcantarillado y a los procesos de tratamiento.

**5.8.2** En el caso de aceptarse un efluente industrial al alcantarillado público, este no contendrá los siguientes elementos:

a) Desechos que puedan causar un peligro de explosión en el sistema de alcantarillado o en la planta de tratamiento.

*(Continúa)*

b) Sólidos en suspensión en concentraciones tales que produzcan una acumulación de sedimentos en el sistema de alcantarillado, o de tal tamaño que puedan obstruir los conductos, bombas y otros equipos.

c) Substancias que ataquen químicamente a los colectores y que produzcan daños a las estructuras del sistema de alcantarillado y tratamiento.

d) Substancias tóxicas en concentraciones que inhiban los procesos biológicos de la planta de tratamiento.

**5.8.3** Además de los requisitos indicados, se podrá aceptar la descarga de un desecho líquido industrial en el alcantarillado público, para tratamiento combinado con los desechos domésticos, siempre que se observen los límites de carga de los diferentes parámetros contemplados en las bases de diseño de la planta de tratamiento, tanto al final del período de diseño, como cada cinco años desde el inicio de la operación de la planta. Se exigirá el tratamiento de los desechos industriales antes de la descarga al alcantarillado público cuando se sobrepasen los límites indicados.

**5.8.4** Para todas las industrias que tengan procesos industriales con descargas violentas (no uniformes) se exigirá como mínimo una compensación de caudales consistente en un tanque dimensionado para permitir una descarga uniforme en 24 h, con facilidades de mezcla y un cribado de rejas con una separación no mayor a 3 cm.

Los efluentes de industrias individuales, de conjuntos de industrias o de parques industriales podrán ser aceptados en el alcantarillado público, para tratamiento combinado en una planta municipal, con los pre tratamientos indicados y siempre que se cumplan con las limitaciones indicadas y que además no se excedan los límites que se indican a continuación:

*(Continúa)*

**TABLA 19. Límites para descargas de efluentes industriales a sistemas de alcantarillado**

| PARÁMETRO | UNIDAD | LIMITE MÁXIMO |
|---|---|---|
| Temperatura | °C | 45 |
| Aceites y grasas | mg/l | 100 |
| pH | U | 5 - 9 |
| Sólidos en suspensión | mg/l | 1200 |
| Sólidos sedimentables | ml/l | 10 |
| Sustancias solubles en hexano | mg/l | 50 |
| DBO 5 d, 20 °C | mg/l | 1000 |
| Sulfatos | mg/l | 500 |
| Cianuros | mg/l | 1 |
| Arsénico | mg/l | 0,1 |
| Cadmio | mg/l | 0,02 |
| Cromo exavalente | mg/l | 5 |
| Hierro | mg/l | 20 |
| Mercurio | mg/l | 0,01 |
| Níquel | mg/l | 2 |
| Plomo | mg/l | 0,5 |
| Cobre | mg/l | 1 |
| Zinc | mg/l | 5 |
| Cloroformo | mg/l | 0,1 |
| Pentaclorofenol | mg/l | 1 |
| Hidrocarburos | mg/l | 20 |
| Cloro activo | mg/l | 0,5 |
| Pesticidas | mg/l | 1 |

**5.8.6** La Entidad encargada del control deberá solicitar o efectuar los análisis y mediciones en las descargas industriales, para asegurar que se cumplan con las disposiciones indicadas en las normas de acuerdo con las disposiciones vigentes.

*(Continúa)*

# APÉNDICE Z

## Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta norma no requiere de otras para su aplicación.

## Z.2 BASES DE ESTUDIO

Water Pollution Control Federation, (1969). Glossary: Water and Wastewater Control Engineering.

Palange, R. C. & Zavala, A. (1989).Water Pollution Control: Guidelines for Project Planning and Financing. World Bank Technical Paper No. 74.

Estados Unidos, (1979). Process Design Manual: Sludge Treatment and Disposal. USEPA document No. 625/1-79-011.

Estados Unidos., (1973). Monitoring Industrial Wastewater. USEPA, Technology Transfer.

World Health Organization, (1989). Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture. WHO Technical Report Series No. 778.

Shuval H.I., et. al.,(1986). Wastewater Irrigation in Developing Countries: Health Effects and Technical Solutions. World Bank Technical Paper No. 51.

Mara, D. & Cairncross,S., (1988). Guidelines for the Safe Use of Wastewater and Excreta in Agriculture and Aquaculture: Measures for Public Health Protection. WHO.

Ekama, G.A.,(1981). Treatment of Waste Flows for the City of Bogotá. PAHO report to EAAB.

Yánez, F., (1988). Herramientas Modernas para el Diseño de Lagunas de Estabilización. Trabajo presentado en el Seminario Internacional sobre Lagunas de Estabilización. XXI Congreso de AIDIS, Río de Janeiro, Brasil.

Yánez, F., (1983). Manual de Métodos Experimentales de Evaluación de Lagunas de Estabilización. CEPIS/OPS Serie Técnica No. 24.

Water Pollution Control Federation, (1977). Wastewater Treatment Plant Design. Manual of Practice No. 8. Washington, D.C.

Metcalf & Eddy, Inc. (1979). Wastewater Engineering, Treatment, Disposal, Reuse. McGraw Hill, New York.

Hess, M.L., (1976). Tratamientos Preliminares. Manual del Curso Intensivo sobre Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales para Países en Desarrollo. CEPIS/OPS.

Hess, M. L., (1976). Tratamientos Preliminares. Manual del Curso Intensivo sobre Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales para Países en Desarrollo. CEPIS/OPS, Lima Perú.

Pessoa, C. & Jordao, E., (1982). Tratamento de Esgotos Domesticos. Río de Janeiro, ABES.

Imhoff, K., Manual de Tratamento de Aguas Residuarias. Editora Edgard Blucher Ltda. Sao Paulo, Brasil.

Vincent, J.L., & Marais, G.v.R.,(1961). A system of Sanitation for Low-cost High-density Housing. Proceedings of a Symposium on Hygiene and Sanitation in Relation to Housing, Niamey, Niger.

Senra, M. O., (1977). Lagoas de Estabilizacao de Mariporá, Sao Paulo: Resultados Operacionales. Noveno congreso de ABES, Bello Horizonte, Brasil.

Mara, D.D. & Silva, S.A., (1986). Waste Stabilization Pond Research at EXTRABES in Northeast Brasil. Seminario Regional de Investigación sobre Lagunas de Estabilización. CEPIS/OPS.

Saidam, M.Y., & Al-Salem, S.S.,(1988). Anaerobic and Facultative Ponds in the Middle East: New Foundations for Design. Proceedings of the Regional Seminar on Wastewater Reclamation and Reuse, FAO/UNDP/World Bank, Cairo, Egypt.

World Health Organization, (1987). Wastewater Stabilization Ponds: Principles of Planning & Practice. WHO/EMRO Technical Publication No. 10.

Saqqar, M.M. & Pescod, M., (1988). Coliform Die-Off in Waste Stabilization Ponds in Jordan. Preceedings of the Regional Seminar on Wastewater Reclamation and Reuse, FAO/UNDP/World Bank, Cairo, Egypt.

Ellis, K.V.,(1979). The Biological Treatment of Organic Industrial Wastewater. Effluent and Water Treatment Journal, p. 356, June 1979.

Yánez, F., (1976). Lagunas Aireadas. Manual del Curso Intensivo sobre Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales para Países en Desarrollo". CEPIS/OPS, Lima – Perú.

McKinney, R.,(1988). Aerated Lagoons: Kinetics and Feasibility. Trabajo presentado en el Seminario Internacional sobre Lagunas de Estabilización. XXI Congreso de AIDIS, Río de Janeiro, Brasil.

Marais, G.v.R. & Ekama, G.A., (1980). Aerated Lagoons. Unpublished report, University of Cape Town, South Africa.

Murphy, K.L., & Wilson, A.W. (1974). Characterization of Mixing in Aerated Lagoons. Journal of the Environmental Engineering Div. Proc. ASCE, 100: EE5, p. 1105.

Yánez, F., (1988). Research on Waste Stabilization Ponds in Peru. Preceedings of the Regional Seminar on Wastewater Reclamation and Reuse, FAO/UNDP/World Bank, Cairo, Egypt.

Yánez, F.,(1990). Normas de Diseño de Sistemas de Depuración de aguas Residuales: Informe de Datos Meteorológicos para las Ciudades de Quito, Guayaquil, Cuenca y Portoviejo". Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias.

Water Science Laboratories, (1977). Report on the Rate of Bacterial Die-off in Sewage Lagoon Systems. Victoria Ministry of Water Resources and Water Supply, Reclaimed Water Committee, Melbourne, Australia.

McGarry, M.G. & Pescod, M.B.,(1970). Stabilization Pond Criteria for Tropical Asia. Proceedings od the 2nd. Internacional Symposium for Waste Treatment Lagoons. p.114. University of Kansas, Kansas.

Alem Sobrinho, P.A., (1988). Lagoas Aeradas Aerobias Seguidas de Lagoas de Dacantacao: Aspectos Teóricos, Resultados Experimentales, Consideracoes sobre o Projeto. Trabajo presentado en el Seminario Internacional sobre Lagunas de Estabilización. XXI Congreso de AIDIS, Río de Janeiro, Brasil.

Yánez, F., (1990). Diseños Definitivos de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la Ciudad de Cuenca: Memoria Técnica del Proyecto. Empresa Pública Municipal de Teléfonos, Agua Potable y Alcantarillado de la Ciudad de Cuenca, Ecuador.

Yánez, F. & Pescod, M.B., (1988). Wastewater Treatment and Reuse in Jordan. Joint mission report to the World Bank and FAO, June 1988.

Yánez, F.,(1976). Procesos de Lodos Activados y Aeración Prolongada. Manual del Curso Intensivo sobre Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales para Países en Desarrollo. CEPIS/OPS, Lima, Perú.

Kalbskopf, K.H., (1072). Fow Velocities in Aeration Tanks with Mechanical Aerators. Water Research, 6(4-5): p.413.

White, M.J.D., (1975). Settling of Activated Sludge. Technical Report TR, Medmeham Laboratory, England.

Ekama, G.A., Pitman, A.R., Smollen, M. & Marais, G.v.R., (1983). Secondary Settling Tank Design. Activated Sludge Process, Chapter 12. The University of Cape Town, South Africa.

Ayers, R.S. & Wescot, D.W.,(1985). Water Quality for Agriculture. FAO Irrigation and Drainage Report No. 29.

Estados Unidos, (1977). Process Design Manual for Land Treatment of Municipal Wastewater. USEPA manual 625/1-77-088.

Reedy, K.R. & Smith, W.H., (1988). Aquatic Plants for Water Treatment and Resource Recovery. Proceedings of the conference on Research and Applications of Aquatic Plants and Resource Recovery". Magnolia Publishing Inc.

Athie,D. & Cerri, C.C.,(1987). The Use of Macrophytes in Water Pollution Control. Water Science and Technology, IAWPRC, vol. 19, No.10.

Hawai, H., et.al., (1987). Pilot Scale Experiments in Water Hyacinth Lagoons for Wastewater Treatment. IAWPRC, Water and Science Technology, Vol.19, No. 10.

44.- Babbit, H.E. & Bauman, E.R., (1958). "Sewerage and Sewage Treatment". John Wiley & Sons, New York.

Harris, S.E., et. al., (1977). Intermitent Sand Filtration for Upgrading Waste Stabilization Pond Effluents. Jour. WPCF, Vol. 49, No. 83.

Middlebrooks, E.J., et. al., (s.d.). Performance and Upgrading of Waste Stabilization Ponds. USEPA Technology Transfer Design Seminar for Small Wastewater Treatment Systems.

Schroepfer, G. & Ziemke, N.R., (1959). Development of the Anaerobic Contact Process. Sewage and Industrial Wastes, Vol. 13, p. 164.

Mansur, M.A., (1985). Tratamiento de Desagües Domésticos en Reactores Anaeróbicos de Flujo Ascendente, en Manto de Lodos. CEPIS/OPS, Lima, Perú.

Kaskoning Engrs., (1989). Anaerobic Treatment of Domestic Wastewater Under Tropical Conditions. Final Report, Pilot Plant Research, Cali, Colombia.

Water Pollution Control Federation, (1975). Regulation of Sewer Use. Manual of Practice No. 3.

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, (1986). Normas de Diseño para Sistemas de Agua Potable y Eliminación de Residuos Líquidos.

Water Pollution Control Federation, (1982). Industrial Wastewater Control Program for Municipal Agencies. Manual of Practice OM-4.

Ministerio de Salud Pública, (1989). Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental, en lo relativo al recurso agua. Acuerdo ministerial No. 2144 publicado en el Registro Oficial No. 204, Junio 5 de 1989.

# DECIMO PRIMERA PARTE

# ESTACIONES DE BOMBEO

## 1. OBJETO

**1.1** Estas disposiciones proporcionan al Ingeniero Sanitario un conjunto de criterios básicos para el diseño de estaciones de bombeo de agua para consumo humano y de aguas residuales.

## 2. ALCANCE

**2.1** Las presentes disposiciones se refieren a estaciones de bombeo de agua para consumo humano y de aguas residuales.

## 3. DEFINICIONES

**3.1** Estación de bombeo. Conjunto de estructuras, equipos y accesorios que permiten elevar el agua desde un nivel inferior a uno superior, o que introducen energía de presión en un sistema hidráulico.

**3.2** Cámara húmeda. Ambiente en el cual se ha dispuesto el líquido, también se le conoce con el nombre de pozo de succión.

**3.3** Cámara seca. Ambiente en el cual se han dispuesto los equipos de bombeo.

**3.4** Elevación estática de succión. Es la distancia vertical existente, desde el nivel de suministro del líquido, al eje de la bomba, cuando esta se encuentra por encima del nivel de suministro.

**3.5** Columna estática de succión. Es la distancia vertical existente, desde el nivel de suministro del líquido, al eje de la bomba, cuando esta se encuentra por debajo del nivel de suministro.

**3.6** Columna estática de descarga. Es la distancia vertical existente, desde el eje de la bomba al punto de entrega libre del líquido.

**3.7** Columna estática total. Es la distancia vertical existente, desde el nivel de suministro hasta el nivel de descarga libre del líquido.

**3.8** Columna de fricción. Es aquella necesaria para vencer la resistencia que oponen las tuberías, válvulas y accesorios, que van a la bomba o salen de ella.

**3.9** Columna de velocidad. Es la distancia de caída necesaria para que un líquido adquiera una cierta velocidad.

**3.10** Elevación de succión. Es la suma de la elevación estática de succión y la columna de fricción, de la parte de la succión de la bomba; se la conoce como succión negativa.

**3.11** Columna de succión. Es la diferencia de los valores de: columna de succión estática y pérdidas por fricción de la parte de la succión, se la conoce como succión positiva.

**3.12** Columna de descarga. Es la suma de las columnas de descarga estática, las pérdidas por fricción en la descarga y la columna de velocidad en la descarga.

*(Continúa)*

**3.13** Altura dinámica total de bombeo. Corresponde a la suma de la columna estática total, la columna de fricción, la columna de velocidad y la presión de salida, siempre y cuando esta última no se haya considerado en la columna estática total.

**3.14** Altura neta positiva de aspiración disponible. Es la característica del sistema de bombeo y constituye la energía que tiene el líquido en la toma de aspiración de la bomba, independientemente del tipo de bomba, por encima de la energía del líquido y debido a su presión de vapor.

**3.15** Altura neta positiva de aspiración requerida. Es una característica de la bomba y constituye la energía necesaria para llenar la parte de aspiración y vencer las pérdidas por rozamiento y por el aumento de velocidad, desde la conexión de aspiración de la bomba, hasta el punto en que se añade más energía.

**3.16** Cavitación. Presión en la tubería de aspiración por debajo de la presión de vapor, que produce ruidos, vibraciones y disminuciones del caudal de la bomba, debidos a valores insuficientes de la altura neta positiva de aspiración disponible en el sistema.

**3.17** Potencia absorbida o potencia al freno. Es la precisada por la bomba para realizar una determinada cantidad de trabajo.

## 4. DISPOSICIONES GENERALES

**4.1** El diseño de estaciones de bombeo se encuadrará, en general, dentro del proceso descrito en la primera parte de estas disposiciones para la ejecución de un proyecto; es decir, se deberán realizar estudios de pre factibilidad, factibilidad y definitivos, de acuerdo a lo que la SAPYSB determine.

### 4.2 Generalidades

**4.2.1** Selección del sitio de emplazamiento

**4.2.1.1** La selección del sitio de emplazamiento de una estación de bombeo se hará en base de un análisis detallado de la situación presente y futura de la zona, tomado en cuenta aspectos como los siguientes: topografía, características geológicas, características de los suelos, zonas aledañas, comunicaciones, peligros potenciales, tales como inundaciones, incendios, vientos, sismos, etc., protección del líquido, funcionamiento hidráulico, disponibilidad de energía y crecimiento o expansión de la estación. La selección final del sitio debe ser el resultado de un equilibrio entre las necesidades técnicas, aspectos económicos y el impacto ambiental.

**4.2.2** Consideraciones generales

**4.2.2.1** Las estaciones de bombeo de aguas para consumo humano serán diseñadas de tal manera que la calidad del agua no sufra alteraciones desfavorables, protegiendo adecuadamente el líquido a bombear.

**4.2.2.2** En estaciones de bombeo de aguas claras, desde fuentes superficiales, el diseño de las obras de toma y del pozo de succión debe prever que los materiales flotantes y los sedimentos que se produzcan sean dispuestos convenientemente.

**4.2.2.3** Cuando sea necesario bombear aguas servidas, antes de la remoción de arena, el diseño del pozo de succión debe recibir especial atención, previniendo dispositivos para retener materiales flotantes.

**4.2.2.4** Cuando se requiera proyectar un edificio para la estación de bombeo, este tendrá una arquitectura acorde con el medio exterior, disponiéndose un cerramiento que impida el acceso de personas extrañas o de animales.

*(Continúa)*

**4.2.2.5** El edificio de la estación de bombeo debe ser funcional, con suficiente número de aberturas que permitan el paso de equipos y personas, adecuada ventilación e iluminación natural.

**4.2.2.6** La elevación del piso de acceso principal de la estación de bombeo, debe estar como mínimo 0,5 m. sobre el nivel de la máxima inundación.

**4.2.2.7** Las estructuras subterráneas de una estación de bombeo, serán del tipo impermeable.

**4.2.2.8** Los pisos de las cámaras secas subterráneas tendrán una pendiente mínima del 2%, hacia un sumidero, en el cual se dispondrá una bomba, de accionamiento manual o preferiblemente eléctrica de accionamiento automático, para disponer las aguas provenientes de fugas de bombas, válvulas, etc. La descarga de esta bomba se llevará por encima del nivel máximo del pozo de succión.

**4.2.2.9** En lugares adecuados del edificio se dispondrá de gabinetes y extintores de incendios, por lo menos uno de estos dispositivos irá en el local de los motores.

**4.2.2.10** Para el cálculo estructural de los edificios, cámaras y cimentaciones, se tomarán en cuenta aspectos tales como: geológicos, mecánica de suelos, esfuerzos sísmicos, efectos de cargas, impactos, vibraciones, etc. que originen los motores.

## 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

### 5.1 Cámara seca y cámara húmeda

**5.1.1** Las estaciones de bombeo, excepto las estaciones reforzadoras, podrán estar constituidas por uno o dos tipos de cámaras. En caso de estaciones con dos tipos de cámaras, la una servirá para la disposición del líquido y del dispositivo de succión de la bomba (cámara húmeda o pozo de succión) y la otra servirá para alojar los equipos de bombeo (cámara seca). En el caso de estaciones de un solo tipo de cámara, en esta se dispondrán el líquido, el dispositivo de succión y los equipos de bombeo.

**5.1.2** Salvo el caso de pozos profundos, cuando se empleen bombas tipo hélice o cuando el diseño lo justifique, el pozo de succión y la cámara de bombas, se diseñarán preferentemente separados.

**5.1.3** En estaciones de bombeo de aguas claras, el fondo del pozo de succión tendrá una pendiente del 2% al 5% hacia el sumidero, en el cual irá la succión de las bombas, para de esa forma facilitar su vaciado y evitar la acumulación de sólidos.

**5.1.4** En estaciones de bombeo de aguas servidas, el fondo del pozo de succión, tendrá una pendiente mínima de 45 a 60 grados, hacia los dispositivos de succión de las bombas.

El área horizontal de la tolva, que así se forma, no será mayor que lo necesario para una adecuada instalación y funcionamiento de la succión.

**5.1.5** En el bombeo de aguas claras, los pozos de succión contarán con accesos convenientes y del tipo cubierto, para evitar toda posibilidad de contaminación del líquido desde el exterior.

**5.1.6** En el caso de bombeo de aguas servidas, el pozo de succión tendrá acceso solamente desde el exterior del edificio, para evitar la contaminación del ambiente con gases y olores. Cuando el pozo de succión esté equipado con rejas y otros mecanismos, se diseñaran escaleras de seguridad y de fácil acceso.

**5.1.7** Las cámaras de bombas, o cámaras secas, tendrán accesos que permitan una fácil circulación.

*(Continúa)*

**5.1.8** En el caso de bombeo de aguas claras y para efectos de reparación y mantenimiento de las cámaras húmedas y dispositivos de succión, se debe diseñar dicha cámara dividida en dos sectores, las mismas que permanecerán interconectadas durante su funcionamiento normal.

**5.1.9** Para el caso de bombeo de aguas servidas de gran magnitud y para efectos de reparación y mantenimiento de las cámaras húmedas y de los dispositivos de succión, se debe diseñar un pozo de succión de emergencia o como alternativa utilizar el colector de llegada como estanque de almacenamiento. El pozo de succión de emergencia deberá disponer su respectivo equipo de bombeo y su volumen será el mínimo compatible con el funcionamiento de la estación.

**5.1.10** La entrada del líquido al pozo de succión debe diseñarse de tal manera que se evite la formación de burbujas de aire y turbulencias, protegiendo de esa forma la presencia de problemas de cavilación.

**5.2 Capacidad**

**5.2.1** La capacidad de la estación de bombeo será suficiente para manejar el caudal de diseño previsto para la etapa correspondiente. El proyecto considerará la forma como se realizarán las futuras ampliaciones de la capacidad de la estación de bombeo.

**5.2.2** En estaciones de bombeo de aguas servidas es necesario conocer, con cierta exactitud, los caudales máximos, medios y mínimos, presentes y futuros. La capacidad del sistema de bombeo no deberá exceder a la de los colectores que llegan a la estación. La capacidad de la estación deberá permitir el bombeo del caudal máximo instantáneo al final de la etapa de diseño.

**5.2.3** En el caso de estaciones de bombeo de aguas claras, con excepción de los pozo profundos, la capacidad de la cámara húmeda debe ser la necesaria para permitir que las tuberías de succión, presentes y futuras, guarden las separaciones adecuadas, para evitar interferencias y turbulencias.

**5.2.4** El diseño de las cámaras de bombeo de aguas residuales deberá proveer la capacidad estrictamente necesaria, para impedir la acumulación indebida de las aguas a bombearse.

**5.2.4.1** Si las bombas son de velocidad variable, de modo que la capacidad de la bomba se ajuste al caudal que ingresa al pozo de succión, el volumen necesario para dicho pozo, será el mínimo requerido para permitir los cambios de capacidad de bombeo.

**5.2.4.2** Si las bombas son de velocidad constante, la capacidad de la cámara húmeda se determinará en base al mínimo ciclo, permisible por el fabricante de los equipos, entre arranques consecutivos de los motores. Para motores de inducción y como valores referenciales en la tabla 1. se indican los lapsos de tiempo entre arranques consecutivos.

**TABLA 1. Lapsos de arranque de motores**

| POTENCIA MOTORES kW | LAPSO ENTRE ARRANQUES min |
|---|---|
| < 15 | 10 a 15 |
| 15 a 75 | 15 a 20 |
| 75 a 200 | 20 a 30 |
| > 200 | Consultar al fabricante |

**5.2.5** El arranque y parada de las bombas preferentemente se realizará en forma automática, que impida que el nivel del agua en la cámara húmeda exceda los límites establecidos. Para ello se deberá observar lo indicado en instrumentos de control, que se indican posteriormente en estas normas.

*(Continúa)*

**5.2.6** La capacidad de una estación de aguas lluvias se determinará en base del hidrograma afluente a la estación.

**5.2.6.1** El hidrograma afluente, a su vez, podrá determinarse por cualquier método adecuado para la cuenca de drenaje estudiada, por ejemplo, el método racional, el método del hidrograma unitario, el del "Soil Conservation Service", modelos computarizados, etc. En todo caso, el proyectista presentará la debida justificación para la selección del método adoptado.

**5.2.7** El análisis hidraúlico que se realice. para establecer la capacidad de la estación, deberá considerar el efecto de las pérdidas de carga producidas por los accesorios en la curva del sistema y por consiguiente los efectos en las curvas características de las bombas.

**5.3 Ventilación**

**5.3.1** Toda estación de bombeo debe ser provista de un adecuado sistema de ventilación. Todos los ambientes a los cuales puede tenerse acceso y donde la atmósfera se presente alterada, especialmente los locales subterráneos, deberán contar con sistema de ventilación forzada. Dicha ventilación forzada debe proveer, como mínimo, seis renovaciones de aire por hora, en el caso de que funcione continuamente; y, de treinta renovaciones por hora, si el funcionamiento es intermitente.

**5.3.2** En zonas de bajas temperaturas o con excesos de humedad, es aconsejable prever sistemas de calefacción o deshumidificación, respectivamente, de los ambientes donde se realizan las tareas de operación de la estación de bombeo.

**5.3.3** En el caso de estaciones de bombeo de aguas residuales, cuando el compartimiento de bombas está ubicado por debajo de la superficie del terreno, es necesario una ventilación mecánica, tanto para la cámara de bombas, como para el pozo de succión. Estas cámaras deben ser independientes, sin interconexión de ambientes. Además es conveniente la instalación de entradas y salidas múltiples de aire, adecuadamente protegidas, que eviten el ingreso de insectos, roedores y otros animales dañinos.

**5.3.4** En el caso de estaciones de bombeo de aguas residuales se considerarán las siguientes recomendaciones adicionales:

a) No deben utilizarse reguladores de tiro ni rejillas finas u otras obstrucciones en el interior de los conductos de aire, a fin de evitar posibles taponamientos de ellos.

b) Los interruptores que accionan los equipos de ventilación deben ser ubicados en lugares de fácil acceso, convenientemente protegidos y señalizados.

c) Al igual que todo interruptor eléctrico, aquellos que accionan los equipos de ventilación, serán de un tipo que no genere chispas eléctricas ni ningún otro peligro de explosión o ignición de gases.

**5.4 Equipos de bombeo**

**5.4.1** El número, tipo y capacidad de las bombas y de los equipos auxiliares dependerá del caudal, de sus variaciones y de la seguridad del sistema y tendrá amplia capacidad para cubrir los caudales mínimos y máximos. Como mínimo se instalarán dos bombas, cada una de las cuales debe tener una capacidad para cubrir el caudal total necesario. Se exceptúan las pequeñas estaciones de bombeo, o sea aquellas que sirvan a no más de 200 viviendas, donde puede admitirse un período suficiente de suspensión de pocas horas de bombeo, como para permitir realizar reparaciones sin perjudicar al servicio; en este caso se preverá el espacio para instalar una segunda bomba adicional de iguales características.

**5.4.1.1** Para el caso de pozos profundos, con bombas accionadas por motores eléctrico-sumergibles, se instalará un solo equipo de bombeo, pero en el presupuesto respectivo se preverá la adquisición de otro equipo similar.

*(Continúa)*

**5.4.1.2** Dentro de los tipos de bombas a emplearse, preferentemente se deben utilizar del tipo centrífugo y para ciertas condiciones de caudal y altura, se pueden utilizar bombas del tipo de tornillo.

**5.4.2** En el caso de estaciones de bombeo de aguas claras, si se utilizan dos unidades de bombeo, es necesario que ambas tengan la misma capacidad. Si se usan más de dos bombas, funcionando en paralelo, su curva combinada de operación deberá ajustarse a la curva del sistema, de tal forma que cuando una de ellas está fuera de servicio, las restantes tengan una capacidad combinada igual al máximo caudal a bombearse.

**5.4.3** En estaciones de bombeo de aguas residuales, si se utilizan dos unidades de bombeo, siendo una de ellas de emergencia, es necesario que ambas tengan la misma capacidad. Si se usan más de dos bombas, funcionando en paralelo, deben escogerse de tal manera que su curva combinada de operación se ajuste a la curva del sistema. Se contemplará una bomba adicional de reserva, interconectada al sistema, cuya capacidad sea igual a la de mayor caudal de las otras bombas.

**5.4.4** En estaciones reforzadoras de presión, para sistemas de agua potable, las bombas serán controladas de tal manera de que no se produzcan presiones negativas en las líneas de succión.

**5.4.4.1** Cuando estas bombas estén en operación normal, la presión en dicha línea no será inferior a 12 m de columna de agua. Debiéndose disponer de interruptores automáticos, sensibles a la presión, para que pare la operación de la bomba, cuando la presión en la línea de succión sea inferior a 5 m de columna de agua. Dichos interruptores deben tener un amplio lapso entre el corte y la puesta en marcha de la bomba.

**5.4.5** Las bombas que operen con aguas servidas sin tratar, preferiblemente deben estar precedidas por rejas fácilmente accesibles, cuyas aberturas libres impidan el paso de sólidos que no puedan ser impulsados por las bombas. Comúnmente las rejas deben tener aberturas de 0,025 m a 0,075 m, de modo que la velocidad a través de ellas no exceda de 0,8 m/s a 0,9 m/s.

**5.4.5.1** Cuando las rejas estén ubicadas debajo del nivel del suelo, es necesario proveer medios para la fácil remoción del material retenido, así como de las propias rejas. En estaciones grandes o muy profundas, es preferible la instalación de dos unidades de rejas con capacidad adecuada.

**5.4.5.2** Para garantizar la estabilidad de la operación del sistema de bombeo, se debe evitar utilizar bombas con curvas características que produzcan más de un punto de corte con la curva del sistema.

**5.4.6** Altura negativa de succión

**5.4.6.1** Dentro de lo posible se debe evitar el diseño de estaciones de bombeo con elevación estática de succión o altura negativa de succión; puesto que ello implica el uso de dispositivos de cebado de las bombas. Si es inevitable su uso, el proyectista debe presentar en detalle los cálculos hidráulicos respectivos, en los que se incluirá la demostración de que la altura neta de aspiración requerida sea menor que la disponible.

**5.4.6.2** El agua utilizada para el cebado de las bombas, debe ser de la misma calidad que la entregada por ellas.

**5.4.6.3** En el caso de aguas residuales no debe diseñarse con elevación estática de succión, ya que los dispositivos de cebado tienden a obstruirse. Sólo en el caso de pequeñas instalaciones y previa la aprobación de la SAPYSB, se permitirá el uso de bombas autocebantes para aguas residuales.

**5.4.7** Las bombas que se utilicen para manejar aguas servidas, deben dejar pasar por lo menos esferas de 75 mm de diámetro y por lo tanto las tuberías de succión y de descarga de las bombas serán como mínimo de 100 mm de diámetro.

**5.4.8** Cada bomba, en lo posible, debe tener su propia tubería de succión. En algún caso, debidamente justificado las tuberías de succión se acoplarán a un múltiple de succión a 45 grados.

*(Continúa)*

**5.4.9** Cada bomba debe estar provista de dispositivos como vacuómetros y manómetros, en las tuberías de succión y de descarga respectivamente. Además es conveniente, que a la descarga general de la estación de bombeo, por lo menos, se acople un medidor de caudales. Si la estación de bombeo es operada por motores eléctricos es indispensable que se disponga de un medidor general de consumo.

**5.4.10** El sistema de bombas y controles de las estaciones principales de bombeo de aguas servidas y especialmente de las estaciones de bombeo operadas como integrantes de las plantas de depuración, deben seleccionarse para funcionar con caudales cuya variación se aproxime al caudal de llegada al pozo de succión.

**5.4.11** Instrumentos de control para operación de las bombas

**5.4.11.1** La instrumentación a utilizarse en estaciones de bombeo, tanto de aguas claras como de aguas servidas, dependerá de la magnitud y complejidad de dichas estaciones. Esta instrumentación incluye aquellos controles: manuales o automáticos, para la operación de las bombas y el funcionamiento de las alarmas que deben darse por la presencia de ciertas situaciones de niveles en los depósitos del líquido.

**5.4.11.2** Los controles que se utilicen, igualmente dependiendo de la magnitud de la estación, deben ser simples, directos y confiables.

**5.4.11.3** Los controles automáticos sirven para arrancar o parar los motores de las bombas, en base a la situación de los niveles del líquido en los depósitos.

**5.4.11.4** El control del nivel del líquido en los depósitos, para arranque o parada automática de los motores, se debe proyectar con un sistema confiable, que no sea afectado por las características físicas, químicas o biológicas del líquido ni por las condiciones del medio ambiente.

**5.4.11.5** Es conveniente que a más de los controles automáticos, se proyecte la instalación de controles manuales, para la operación de las bombas a criterio del operador de las mismas.

**5.4.11.6** Las alarmas sirven para dar señales o avisos de las situaciones de niveles que se están dando en la estación de bombeo, especialmente en situaciones peligrosas. Por tanto el proyecto debe prever por lo menos sistemas de alarmas para los siguientes casos:

a) Un nivel excesivamente alto en el pozo de succión, que sea superior al nivel de arranque de la última bomba, en secuencia normal.

b) Un nivel excesivamente bajo en el pozo de succión, correspondiente al nivel mínimo de sumergencia, el cual se encuentra por debajo del nivel de parada de las bombas.

c) Un nivel excesivamente alto en el depósito de entrega del líquido, correspondiente a valores de niveles que permitan que el líquido salga por los desbordes.

**5.4.11.7** Para los casos en que se produzcan situaciones como las indicadas en los literales b y c del numeral 5.4.11.6, se debe diseñar un sistema de emergencia que desconecte el funcionamiento de los motores.

**5.4.11.8** Si los equipos de bombeo se han diseñado para funcionamiento con velocidad variable, se debe prever una alarma que reaccione cuando falle el sistema de control de la velocidad.

**5.4.11.9** En estaciones de bombeo pequeñas, en las que se necesite sólo una bomba para cubrir el caudal de entrada, se podrá utilizar la bomba de reserva por medio de un alternador automático, cuando se requiera disminuir aún más el nivel del pozo de succión.

*(Continúa)*

**5.4.11.10** Cuando se ha dispuesto de más de dos bombas, la bomba de reserva se la puede hacer funcionar, por medio de un alternador automático, con las otras bombas, para de esa manera reducir el nivel del pozo de succión.

**5.4.11.11** Para los proyectos de gran magnitud, especialmente aquellos en los cuales existen grandes distancias entre las fuentes de suministro y los puntos de entrega del líquido, el diseño debe comprender controles parciales y totales, con transmisión de disposiciones de operación a través de telecomunicaciones del tipo confiable y que cuenten además con sistemas computarizados. Para estos casos se deberá preparar los manuales de operación y mantenimiento, así como las características requeridas por el personal que laborará en dichos sistemas.

**5.4.11.12** Para equipos de bombeo de pozo profundo se debe disponer de equipos guarda nivel, que permiten parar el funcionamiento de la bomba cuando el nivel baje por debajo del nivel de bombeo y arrancar nuevamente la bomba cuando los niveles en el pozo se hayan recuperado adecuadamente.

**5.5 Diseño eléctrico, electrónico y de sistemas**

**5.5.1** Las instalaciones eléctricas, electrónicas, sistemas computarizados y transmisión de datos que se requieran para el funcionamiento, operación, control y alarmas, deben ser diseñadas por Ingenieros en las diferentes ramas, que cuenten con la licencia profesional respectiva.
**5.5.2** El grado de automatización y la flexibilidad de operación introducidos en el diseño, así como el grado de complejidad de las instalaciones deben ser compatibles con la disponibilidad de mano de obra y personal técnico calificados que existan en la zona, preferentemente, caso contrario debe preverse el personal que requiera la preparación y el entrenamiento adecuado.

**5.5.3** Preferiblemente la energía requerida para la estación de bombeo debe ser provista por los municipios o empresas eléctricas. Debiendo seleccionarse un generador de emergencia, para proveer la energía necesaria, en casos de fallas de la energía principal, especialmente para el caso de estaciones de bombeo de aguas servidas.

**5.5.4** El voltaje necesario en la estación de bombeo se seleccionará de modo que sea compatible con el tamaño del motor de la bomba más grande de la estación.

**5.5.5** En caso de que el voltaje disponible en la red principal sea mayor que el voltaje a utilizarse, debe preverse una subestación transformadora.

**5.5.5.1** Los voltajes que más comúnmente se utilizan en una estación de bombeo son: 480, 2 400 y 4 160 V. Sólo para estaciones muy pequeñas se considerarán voltajes de 240 V.

**5.5.5.2** Los motores más grandes que 150 kw son comúnmente operados a 2 400 o 4 160 V y generalmente son controlados por arrancadores magnéticos.

**5.5.5.3** Los voltajes correspondientes a la máxima potencia son 2 400 V para 1 875 kW y 4 160 V para 3 375 kW.

**5.5.5.4** Para potencias inferiores a 150 kW el voltaje de operación es usualmente 480 V.

**5.5.5.5** Los equipos eléctricos preferiblemente serán seleccionados con un factor de potencia igual o mayor al 80%. En caso contrario será necesario calcular y especificar un banco de condensadores.

**5.5.6** El equipo eléctrico ubicado en locales cubiertos, donde pueda producirse acumulación de gases, debe tener características tales, que no se produzca ningún riesgo de explosión o de ignición de gases.

**5.5.7** La estación de bombeo debe ser adecuadamente iluminada, mediante luz natural y artificial.

*(Continúa)*

**5.5.8** Cuando la falta de energía determine condiciones perjudiciales para la estación de bombeo, deberán preverse medidas de emergencia, a fin de evitar las inundaciones de las cámaras de bombas y del sistema en general.

**5.5.9** Las estaciones de bombeo automáticas estarán provistas, cuando ello sea factible, de señales audiovisuales automáticas, que indiquen situaciones de funcionamiento de la misma.

**5.5.10** Toda estación controlada a distancia será operada eléctricamente y estará provista de aparatos que indiquen y registren su comportamiento.

**5.5.11** Cuando el proyecto lo requiera se preverán subestaciones eléctricas, junto a las estaciones de bombeo, para asegurar el suministro de energía.

**5.6 Tuberías, válvulas y accesorios**

**5.6.1** Tuberías de succión y descarga

**5.6.1.1** En estaciones de bombeo la velocidad del agua, en las boquillas de succión y de descarga de la bomba, estará preferentemente entre 3 m/s a 4,25 m/s. Se pueden utilizar velocidades mayores, en esos puntos de la bomba, para cargas totales de bombeo superiores a los 30 m.

**5.6.1.2** La velocidad en la tubería de succión de la bomba, preferentemente debe estar entre 1,2 m/s a 1,8 m/s.

**5.6.1.3** La velocidad en la tubería de descarga de la bomba, preferentemente debe estar entre 1,8 m/s a 2,4 m/s. En ningún caso será menor a 0,6 m/s.

**5.6.1.4** El tramo inicial de una tubería de descarga de una bomba de aguas servidas, dispuesta en el sentido vertical, debe ser lo más corta posible, para evitar la sedimentación de sólidos en el caso de que se detenga el bombeo.

**5.6.1.5** El diámetro de la tubería de bombeo deberá seleccionarse en base a un análisis combinado de aspectos hidráulicos y económicos.

**5.6.1.6** Los acoplamientos de las tuberías y accesorios, en el interior de la estación de bombeo, preferentemente se realizarán con uniones herméticas con bridas. Debiéndose prever la instalación de juntas de expansión que permitan fácilmente la remoción de accesorios y bombas.

**5.6.1.7** En el diseño de líneas de conducción por bombeo se tomarán en cuenta todas las previsiones indicadas para el trazado, accesorios y obras de arte, indicadas en la quinta parte de estas normas.

**5.6.1.8** Cuando se intercale en la red de alcantarillado una estación de bombeo, la tubería de descarga de la bomba que entrega el líquido a un pozo de revisión, debe ubicarse a una altura no mayor que 0,6 m. sobre el fondo del pozo.

**5.6.1.9** El diámetro de la tubería de succión, preferentemente, debe ser uno o dos diámetros comerciales mayor que el diámetro de la boquilla de la bomba. El diámetro de la tubería de descarga, en el interior de la estación de bombeo, debe ser por lo menos igual o un diámetro comercial mayor que la boquilla de descarga de la bomba. Diámetros diferentes a los indicados deben ser justificados tomando en cuenta los valores de la velocidad y de aspectos económicos.

**5.6.1.10** En el lado de la succión se deben utilizar reducciones de tipo excéntrico.

**5.6.1.11** Los aumentos o reducciones en el lado de la descarga deben ser del tipo graduable y concéntricos.

**5.6.1.12** Debe disponerse un mínimo de codos y piezas especiales, para conexión de las tuberías de succión y de descarga a las boquillas de las bombas.

*(Continúa)*

**5.6.1.13** La tubería de succión se debe disponer en forma horizontal o con pendiente uniforme hacia arriba desde el pozo de succión.

**5.6.1.14** No debe utilizarse codos en el plano horizontal directamente acoplados a la boquilla de succión de la bomba; si ello se requiere, se debe disponer, entre el codo y la boquilla, un tramo recto de tubería de por lo menos 4 a 6 veces el diámetro de la tubería.

**5.6.1.15** Las reducciones y aumentos es preferible acoplar a las boquillas de succión y de descarga de la bomba.

**5.6.1.16** Los codos que se dispongan en el lado de la succión deben ser de radio largo.

**5.6.1.17** Cuando se requiera la disposición de válvulas de pie, con elevación estática de succión, debe tenerse una sumergencia mínima de 0,9 m.

**5.6.1.18** Para reducir las pérdidas por entrada, en el lado de la succión, es preferible acampanar el extremo de la tubería de succión.

**5.6.1.19** Si el líquido tiene materia suspendida y se desea que ésta en lo posible sea retenida, se deberá utilizar una cernidera en el lado de la succión, lo más cerca de la bomba, la cual tendrá una área neta abierta de por lo menos cuatro veces el área transversal de la tubería.

**5.6.1.20** En lo posible cada bomba deberá tener su línea de succión separada: si esto no es posible, deberá acoplarse al múltiple de succión a 45 grados.

**5.6.1.21** Las conexiones al múltiple de descarga deberán ser a 45 grados.

**5.6.1.22** Se deberá diseñar una sumergencia adecuada en tal forma que entre la boca de succión y el nivel mínimo del líquido exista una altura suficiente, para evitar la entrada de aire a la tubería de succión. Esta altura puede estimarse en base de la tabla No. 5.6

**TABLA 2. Alturas mínimas de sumergencia**

| VELOCIDAD TUBERÍA m/s | SUMERGENCIA MINIMA m |
|---|---|
| 0,6 | 0,5 (*) |
| 1,5 | 0,83 |
| 2 | 1,22 |
| 2,5 | 1,64 |
| 3 | 2,1 |
| 3,5 | 2,58 |
| 4 | 3,08 |
| 4,5 | 3,6 |

(*) Valor mínimo

**5.6.1.23** Se debe tener cuidado que el líquido no llegue a la succión de las bombas con velocidades excesivas en direcciones ortogonales a la dirección de la succión. Para esto se diseñarán pantallas deflectoras.

**5.6.1.24** Se debe dejar un espacio libre de por lo menos 3/4 D, siendo D el diámetro de la boca de succión de la bomba, a cada lado de la succión de la bomba y un espacio comprendido entre D/2 a D/4, entre la boca de succión y el fondo del pozo de succión.

*(Continúa)*

**5.6.1.25** Para el caso de estaciones de bombeo de aguas servidas, dependiendo de las características topográficas, se diseñará, en lo posible, una descarga de emergencia. Para el caso de aguas claras se debe prever en lo posible la instalación de by-pass.

**5.6.2** Válvulas

**5.6.2.1** En las líneas de conducción de aguas claras, la clave del tubo deberá alinearse con la clave de la válvula, para reducir a un mínimo el atrapamiento de aire.

**5.6.2.2** En las líneas de conducción de aguas servidas y de aguas con sólidos sedimentables, la solera de la tubería deberá alinearse con la de la válvula, para impedir la acumulación de sólidos.

**5.6.2.3** En estaciones de bombeo donde exista columna estática de succión, se deberá instalar una válvula de compuerta, entre la bomba y el pozo de succión, para permitir la remoción de la bomba.

**5.6.2.4** En el lado de descarga de una bomba se instalarán, en ese orden, los siguientes accesorios: una válvula de retención y una válvula de compuerta.

**5.6.2.5** En estaciones de bombeo de aguas claras, con elevación estática de succión y que carezcan de dispositivos de cebado, se instalará una válvula de pie.

**5.6.2.6** En la descarga de bombas verticales tipo sifón se deberá instalar válvulas aliviadoras o de admisión de aire, que se dispondrá en la parte superior del sifón.

**5.6.2.7** En estaciones de bombeo con elevación estática de succión, se debe evitar el uso de válvulas de compuerta en la tubería de succión; si se lo hace es mejor colocar el vástago de la válvula en posición horizontal o vertical hacia abajo.

**5.6.2.8** Las válvulas de retención a base de disco con vaivén es preferible que se las instale horizontalmente, cuando se estén manejando líquidos con sólidos sedimentables.

**5.6.3** Protección contra golpe de ariete

**5.6.3.1** En todo proyecto de estaciones de bombeo se deberá incluir un análisis detallado de la magnitud y de los posibles efectos del golpe de ariete, en las instalaciones de la estación y en la tubería de bombeo.

**5.6.3.2** En caso de considerarse necesario y dependiendo de la magnitud del problema, el análisis hidráulico para determinar las presiones máximas y mínimas, la forma y velocidad de las ondas de presión y otros problemas inherentes al golpe de ariete, puede realizarse utilizando métodos gráficos, integración aritmética o programas de computación. Para este análisis se debe contar con toda la información necesaria, incluyendo las curvas de inercia de las bombas.

**5.6.3.3** La magnitud de la sobre presión generada por el golpe de ariete puede determinarse con cualquiera de las fórmulas aceptadas y conocidas. Una de las fórmulas que ha recibido suficiente verificación experimental es la siguiente:

$$P = 1846/\ D^2\ Q1(\ 1 + KD\ /Et\ )^{0,5}$$

En donde:

P = Sobre presión por golpe de ariete, en m;
Q = Caudal en l/s;
D = Diámetro interior de la tubería, en cm;
K = Módulo de elasticidad del agua, en kg/cm$^2$;
E = Módulo de elasticidad del material de la tubería, en kg/cm$^2$;
T = Espesor de las paredes de la tubería, en cm.

*(Continúa)*

**5.6.3.4** Debe hacerse un cuidadoso análisis técnico-económico para escoger el método más conveniente de protección del sistema contra los efectos del golpe de ariete.

**5.6.3.5** El método de protección escogido debe garantizar que la tubería de bombeo esté en capacidad de resistir la sobre presión por el golpe de ariete.

**5.6.3.6** Los métodos generalmente utilizados para limitar la magnitud del golpe de ariete son los siguientes:

a) Válvula de retención, en la tubería de descarga, con brazo y peso exteriores, para evitar el cierre violento del disco de la válvula. Este sistema puede utilizarse en estaciones de bombeo pequeñas y medianas, que tengan tuberías de descarga relativamente cortas (menos de 500 m) y pequeñas cargas estáticas de bombeo ( 15 m a 20 m).

b) Válvula de retención de vaivén, a base de resortes, en la descarga de las bombas. Este tipo de válvula tiene efecto y aplicación similar a la del literal a).

c) Válvulas aliviadoras de presión, que permitan el retorno de una parte del caudal al pozo de succión. Estas válvulas se usan principalmente como protección adicional, para casos relativamente sencillos.

d) Válvulas de control positivo. Se utilizan para casos más complicados de control de golpe de ariete y consisten en válvulas de retención de cono, que se cierran gradualmente a base de energía hidráulica, cuando falla la energía eléctrica.

e) Válvulas de retención instaladas en paralelo, en un desvío o by-pass, que permitan el retorno del flujo a través del desvío, a una velocidad reducida.

f) Tanque de equilibrio, que produciría descarga de agua en el caso de un descenso de la presión dentro del tubo y que se llenaría en el caso de una sobre presión.

g) Cámaras de aire comprimido conectadas luego de la válvula de retención, que equilibran la presión en la tubería, abasteciéndole agua cuando haya sobre presiones.

**5.6.4** Para reducir el ruido y las vibraciones durante la operación de una bomba, se pueden utilizar tramos flexibles de tubería, montar la bomba sobre material resistente, cámaras de aire en la descarga, aliviadores de presión y otros métodos de efectividad probada.

**5.7 Instalaciones complementarias**

**5.7.1** Con el propósito de facilitar la movilización de los equipos electromecánicos, la estación de bombeo deberá disponer de mono rieles, puentes grúa y otros dispositivos. Se deberá prever la holgura necesaria dentro de la estación para realizar las operaciones de montaje y desmontaje de las piezas más voluminosas. Además, se dejarán las aberturas en los entrepisos o en las cubiertas para la introducción de aquellos elementos.

**5.7.2** Las estaciones de bombeo deben disponer de las instalaciones sanitarias adecuadas para el uso de los operadores de las mismas.

**5.7.3** Dependiendo de la magnitud de la estación debe preverse otro tipo de instalaciones, tales como: vestuarios, duchas y oficinas. Si se usa agua potable de una red pública, debe evitarse las conexiones cruzadas y los posibles sifonamientos que contaminarían la fuente pública.

**5.7.4** Igualmente dependiendo de la magnitud de la estación de bombeo, se proyectarán bodegas y talleres, cuya capacidad y equipamiento dependerá de su importancia, de su ubicación con respecto a centros poblados, de la complejidad de sus equipos, etc.

*(Continúa)*

## APÉNDICE Z

### Z.1 NORMAS A CONSULTAR

Esta norma no requiere de otras para su aplicación.

### Z.2 BASES DE ESTUDIO

Normas de diseño para sistemas de agua potable y eliminación de residuos líquidos. IEOS, 1986.

# INDICE

## CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN

## PARTE 9.1

## NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES

**PRIMERA PARTE (I)**

**ETAPAS DE UN PROYECTO**



**SEGUNDA PARTE (II)**

**PRESENTACIÓN DE TRABAJOS**



**TERCERA PARTE (III)**

**TRABAJOS TOPOGRÁFICOS**

**CUARTA PARTE (IV)**

**CALIDAD DEL AGUA**



**QUINTA PARTE (V)**

**CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN PARA PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**



**SEXTA PARTE (VI)**

**PLANTAS DE POTABILIZACION**

## DÉCIMA PARTE (X)

## SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



## DÉCIMO PRIMERA PARTE (XI)

## ESTACIONES DE BOMBEO

**P R O L O G O**

La Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, IEOS, en calidad de rector del Saneamiento Ambiental en el país, tienen entre sus responsabilidades y a través de la Dirección de Planificación, la preparación, revisión y actualización de las **NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES.**

El IEOS, consciente de sus funciones y responsable técnico de las normas que deben regir el estudio, diseño, construcción y mantenimiento de las obras sanitarias en el Ecuador, nominó al Comité Técnico de Normalización, el mismo que se encargó de contratar los servicios profesionales de consultores especializados, quienes revisaron y actualizaron las normas que sean aplicables para el sector urbano.

El Comité Técnico también designó seis Comisiones Técnicas constituidas por ingenieros experimentados que se encargaron de revisar y evaluar los diferentes capítulos estudiados por los consultores. Además, sendas consultas a nivel nacional efectuadas a empresas de agua potable y alcantarillado sustentaron el trabajo ejecutado por los consultores y las Comisiones Técnicas, resultado de lo cual se han obtenido las presentes normas con un criterio de aceptación nacional.

El IEOS, tiene el orgullo de presentar estas **NORMAS TÉCNICAS** para su cumplimiento por parte de los profesionales de la Ingeniería Sanitaria y Ambiental, y de las Instituciones relacionadas con la infraestructura sanitaria, con el fin de prevenir las enfermedades y por tanto proteger la salud del pueblo ecuatoriano.

**AUTORIDADES DEL IEOS**

| | |
|---|---|
| Ing. Marco Morillo Villarreal | SUBSECRETARIO DE SANEAMIENTO AMBIENTAL Y OBRAS SANITARIAS |
| Ing. Miguel Loayza Valarezo | DIRECTOR EJECUTIVO |
| Ing. Miguel Arias Osejo | SUBDIRECTOR EJECUTIVO |

**COMITÉ TÉCNICO DE NORMALIZACIÓN**

| | |
|---|---|
| Ing. Mario Ramírez Landázuri | DIRECTOR NACIONAL DE PLANIFICACIÓN-PRESIDENTE |
| Ing. José Pilamunga | SECRETARIO TÉCNICO |
| Ing. Manuel Aguilar | REPRESENTANTE DE LA SUBSECRETARIA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL |
| Ing. Augusto Merchán | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA |
| Ing. Leopoldo Chávez | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE SANEAMIENTO URBANO |
| Ing. César Peñaherrera | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE SANEAMIENTO BÁSICO RURAL |
| Ing. Jorge Erazo Silva | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE MEDIO AMBIENTE |

| | |
|---|---|
| Arq. Jorge Guerra | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE ESTABLECIMIENTOS DE SALUD |
| Sr. Gilberto Toro | COORDINADOR |

| **CONSULTORES** | **PARTES ESTUDIADAS** |
|---|---|
| Ing. Julio Carcelén | CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES |
| Ing. Gustavo Ruiz Mora | CAPTACION DE AGUAS SUBTERRANEAS Y ESTACIONES DE BOMBEO |
| Ing. Rigoberto Reyes Argudo | BASES DE DISEÑO, ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE |
| Dr. Leonardo Morales | POTABILIZACION DE AGUA |
| Ing. Miguel Cabrera Santos | SISTEMAS DE ALCANTARILLADO |
| Dr. Fabián Yánez Cossío | ESTUDIOS DEL CUERPO RECEPTOR Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES |

**PRESIDENTES DE COMISIONES TÉCNICAS**

Ing. Leonardo González Ing. Telmo Zhindón

Ing. Francisco Quishpe Ing. Fausto Flores

Ing. César Peñaherrera Ing. Leopoldo Chávez

**COMISIÓN DE REVISIÓN FINAL**

Ing. Jorge Erazo Silva Ing. César Peñaherrera

Ing. Marcos Zúñiga Ing. Mario Moreno

**ASESORIA SOBRE NORMA INEN CERO**

Ing. Gustavo Jiménez DIRECTOR DE NORMALIZACIÓN DEL INEN

## INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

| Documento: CPE INEN 5 Parte 9.1 | TITULO: CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. C.E.C. NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES | Código: CO:01.09-603 |
|---|---|---|

| ORIGINAL: | REVISIÓN: |
|---|---|
| Fecha de iniciación del estudio: 1975 | Fecha de aprobación anterior por Consejo Directivo<br>Oficialización con el Carácter de<br>por Acuerdo No. de<br>publicado en el Registro Oficial No. de<br><br>Fecha de iniciación del estudio: |

Fechas de consulta pública: de 1986-05-20 hasta su revisión

Subcomité Técnico:
Fecha de iniciación: Fecha de aprobación:
Integrantes del Subcomité Técnico:

**NOMBRES:** **INSTITUCIÓN REPRESENTADA:**

Otros trámites: La Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, IEOS, efectuaron la revisión y actualización de las NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES, para lo cual conformo el siguiente Comité Técnico de Normalización:

| NOMBRES: | INSTITUCIÓN: |
|---|---|
| Ing. Mario Ramírez Landázuri | DIRECTOR NACIONAL DE PLANIFICACIÓN-PRESIDENTE |
| Ing. José Pilamunga | SECRETARIO TÉCNICO |
| Ing. Manuel Aguilar | REPRESENTANTE DE LA SUBSECRETARIA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL |
| Ing. Augusto Merchán | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN EJECUTIVA |
| Ing. Leopoldo Chávez | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE SANEAMIENTO URBANO |
| Ing. César Peñaherrera | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE SANEAMIENTO BÁSICO RURAL |
| Ing. Jorge Erazo Silva | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE MEDIO AMBIENTE |
| Arq. Jorge Guerra | REPRESENTANTE DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE ESTABLECIMIENTOS DE SALUD |
| Sr. Gilberto Toro | COORDINADOR |

Oficializado mediante Acuerdo No. 14730 de 1992-07-31 y publicado en el Registro Oficial No. 6 de 1992-08-18 por el Ministro de Salud Pública.

El Consejo Directivo del INEN aprobó este proyecto de Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEN 5 Parte 9.1, con el carácter de EMERGENTE, en sesión de 1986-04-28.

Oficializada como: EMERGENTE Por Acuerdo Ministerial No. 224 de 1986-04-28
Publicado en el Registro Oficial No. 439 de 1986-05-20

Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN - Baquerizo Moreno E8-29 y Av. 6 de Diciembre
Casilla 17-01-3999 - Telfs: (593 2)2 501885 al 2 501891 - Fax: (593 2) 2 567815
Dirección General: E-Mail:furresta@inen.gov.ec
Área Técnica de Normalización: E-Mail:normalizacion@inen.gov.ec
Área Técnica de de Certificación: E-Mail:certificacion@inen.gov.ec
Área Técnica de de Verificación: E-Mail:verificacion@inen.gov.ec
Área Técnica de Servicios Tecnológicos: E-Mail:inencati@inen.gov.ec
Regional Guayas: E-Mail:inenguayas@inen.gov.ec
Regional Azuay: E-Mail:inencuenca@inen.gov.ec
Regional Chimborazo: E-Mail:inenriobamba@inen.gov.ec
URL:www.inen.gov.ec